

## TUGAS AKHIR

# PERANCANGAN STRUKTUR DUAL SISTEM DAN IMRF ( INTERMEDIATE MOMENT RESISTING FRAME ) DENGAN SHEARWALL



RSS  
690  
ZIK  
D. I  
2001

OLEH :

**MUHAMMAD ZIKRA**  
3195 100 013

**DOSEN PEMBIMBING**  
**IR. UDMAN HANIFAH, Dipl, HE**  
**IR. FAIMUN**

**JURUSAN TEKNIK SIPIL**  
**FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN**  
**INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER**  
**SURABAYA**  
**2001**

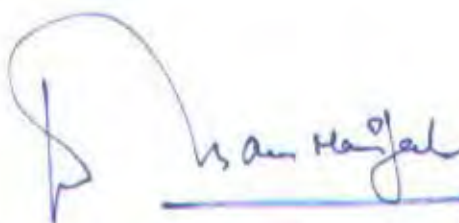
pp 30, 010

Tgl. T.	7/2/01
Tgl. D.	H


## **TUGAS AKHIR**

### **PERANCANGAN STRUKTUR DUAL SISTEM DAN IMRF ( INTERMEDIATE MOMENT RESISTING FRAME ) DENGAN SHEARWALL**

Mengetahui / Menyetujui,  
Dosen Pembimbing :

  
( IR. UDMAN HANIFAH, Dipl, HE )  
NIP. 130 520 313



  
( IR. FAIMUN )  
NIP. 131 841 826

**JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER  
SURABAYA  
2001**

## **TUGAS AKHIR**

### **PERANCANGAN SISTEM STRUKTUR DUAL SISTEM DAN IMRF ( INTERMEDIATE MOMENT RESISTING FRAME ) DENGAN SHEARWALL**

OLEH :

MUHAMMAD ZIKRO

3195 100 013

DOSEN PEMBIMBING :

IR.UDMAN HANIFAH,Dipl.HE

IR.FAIMUN

## **ABSTRAK**

Dalam penulisan tugas akhir Perancangan Sistem Struktur Dual Sistem dan IMRF dengan Shearwall ini penulis berusaha memberikan contoh perhitungan perancangan struktur sesuai dengan peraturan atau code yang dipakai yaitu Uniform Building Code 1997 ( UBC 1997 ). Dimana contoh perancangan sesuai peraturan UBC 97 ini nantinya dapat digunakan sebagai contoh untuk diterapkan pada peraturan tahan gempa untuk struktur rumah dan gedung di Indonesia khususnya mengenai penentuan pengaruh gempa pada struktur gedung tinggi. Pembahasan Perancangan Sistem Struktur Dual Sistem dan IMRF dengan shearwall dilakukan pada gedung fiktif yang dijadikan struktur contoh dalam perancangan ini.

Struktur Dual Sistem adalah suatu struktur yang terdiri dari portal terbuka dan sistem penahan lateral yang berupa shearwall atau braced frame yang bersama-sama menahan beban gravitasi dan beban lateral. Kedua sistem ini berinteraksi berdasarkan deformasi kompatibilitas kekakuannya dan syarat yang harus dipenuhi dalam sistem Dual Sistem adalah struktur portal terbuka harus menerima tidak boleh kurang 25% dari Gaya Geser Dasar struktur. Untuk struktur yang dirancang dengan Intermediate Momen Resisting Frame maka perancangan struktur portal terbuka atau sistem penahan lateral yaitu shearwall pada daerah gempa menengah tidak membutuhkan spesial detailing untuk desain penulangannya



## KATA PENGANTAR



Segala puja puji syukur kami panjatkan kehadirat Allah SWT atas segala rahmat , hidayah dan berkah yang telah dilimpahkan-Nya kepada kami sebagai penulis dalam menyelesaikan penyusunan tugas akhir.

Adapun tujuan dari penulisan tugas akhir ini dengan judul Perancangan Sistem Struktur Dual Sistem dan IMRF dengan Shearwall adalah untuk memberikan contoh perhitungan struktur tahan gempa yang sesuai dengan peraturan UBC 1997 sebagai acuan.

Penulis menyadari sepenuhnya, bahwa apa yang tertuang dalam penulisan tugas akhir, ini tentunya masih belum sempurna, masih terdapat kesalahan maupun kekurangan disana sini. Oleh karena itu saran dan kritik yang bersifat membangun dari pembaca sangat saya harapkan untuk penyempurnaan tugas akhir, ini.

Selama mengerjakan tugas akhir, ini , penulis telah mendapat banyak bantuan dari berbagai pihak, baik secara langsung maupun tidak langsung. Karenanya, pada kesempatan ini penulis menyampaikan terima kasih kepada :

1. Bapak, ibu serta keluargaku yang tercinta yang telah memberikan dukungan moril dan materiil
2. Bapak Ir. Udman Hanifah .Dipl.HE dan Ir.Faimun selaku dosen pembimbing Tugas Akhir
3. Bapak Ir. Suwarno , MSc selaku dosen wali
4. Bapak Ir Indrasurya B. Mochtar selaku Ketua Jurusan Teknik Sipil ITS



5. Pendamping hidupku, Enny Rosita yang selalu setia dan tulus mendampingi.
6. Cak Narto Selaku Walikota Surabaya, atas bantuannya melalui Yayasan Tunas Paratama Bahkti Surabaya ( YTPB ) yang dipimpinnya.
7. Teman – teman seluruh Angkatan S-38 atas segala bentuk dorongan, kritikan, dan segalanya yang takkan terlupakan.
8. Seluruh karyawan Jurusan Teknik Sipil ITS atas segala bantuannya.
9. Dan kepada semua pihak yang secara tidak langsung telah membantu penulisan tugas akhir ini yang tidak dapat saya sebutkan satu persatu.

Demikian yang dapat saya sampaikan , mudah mudahan tugas akhir ini berguna untuk perkembangan teknologi perancangan struktur beton khususnya. Dan tidak lupa segala bentuk kritik dan koreksi dari pembaca kepada penulis sangat diharapkan untuk kesempurnaan tugas akhir ini.

Surabaya , 12 January 2001

Penulis

## DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL	
HALAMAN PENGESAHAN	
ABSTRAK	
KATA PENGANTAR.....	i
DAFTAR ISI .....	iii
DAFTAR GAMBAR .....	viii
DAFTAR TABEL.....	ix
BAB I. PENDAHULUAN.....	1
1.1 LATAR BELAKANG.....	1
1.2 PERMASALAHAN.....	2
1.3 TUJUAN.....	2
1.4 BATASAN MASALAH.....	2
1.5 DATA PERENCANAAN.....	3
1.6 METODOLOGI.....	3
BAB II DASAR PERENCANAAN TERHADAP GEMPA.....	4
2.1 UMUM.....	4
2.2 KOMBINASI BEBAN.....	4
2.3 CRITERIA SELECTION.....	5
2.4 PERENCANAAN GAYA LATERAL MINIMUM.....	8
2.4.1 Beban gempa.....	8

2.4.2 Modelling Requirement.....	10
2.4.3 Pengaruh P-Delta.....	10
2.4.4 Static Force Prosedure.....	12
2.4.5 Overturning.....	16
2.4.6 Story Drift Limitation.....	16
2.5 DASAR SISTEM PERENCANAAN PENDETAILAN.....	17
2.5.1 Orthogonal Effect.....	17
2.5.2 Deformation Compatibility.....	18
2.5.3 Diaphragma.....	19
<b>BAB III PRINSIP DASAR PERENCANAAN.....</b>	<b>20</b>
3.1 UMUM.....	20
3.2 PERANCANGAN KOMPONEN STRUKTUR RANGKA YANG MENAHAN BEBAN LENTUR.....	22
3.3 PERANCANGAN KOMPONEN STRUKTUR RANGKA YANG MENAHAN BEBAN LENTUR DAN AKSIAL.....	24
3.4 PERANCANGAN SHEARWALL.....	27
3.5 DIAPRAGMA.....	30
3.6 JOINT OF FRAME.....	30
3.7 PERANCANGAN GESER.....	32
<b>BAB IV PERENCANAAN DIMENSI.....</b>	<b>34</b>
4.1 BALOK.....	34
4.2 PELAT.....	36
4.3 KOLOM.....	40



<b>BAB V PERENCANAAN STRUKTUR SEKUNDER.....</b>	<b>43</b>
5.1 PERENCANAAN PELAT.....	43
5.1.1 Umum.....	43
5.1.2 Data Perencanaan.....	44
5.1.3 Pembebanan Pelat.....	44
5.1.4 Permodelan Dan Analisa Pelat.....	45
5.1.5 Penulangan Pelat.....	46
5.2 PERENCANAAN TANGGA.....	50
5.2.1 Umum.....	50
5.2.2 Prileminary Design.....	51
5.2.3 Pembebanan pada Tangga.....	52
5.2.4 Perhitungan Gaya Dalam.....	52
5.2.5 Penulangan Tangga.....	52
5.2.6 Pelat Bordes Tangga.....	54
<b>BAB VI ANALISA STRUKTUR UTAMA.....</b>	<b>56</b>
6.1 DATA PERENCANAAN.....	56
6.1.1 Data Umum Perencanaan.....	56
6.1.2 Data Material Bangunan.....	56
6.1.3 Data Tanah.....	56
6.2 PEMBEBANAN .....	57
6.3 PERATURAN YANG DIPAKAI.....	58
6.4 TINJAUAN UMUM SOFTWARE ETABS .....	58
6.5 DATA INPUT.....	60
6.5.1 Satuan.....	60

6.5.2 Data material.....	60
6.5.3 Dimensi Elemen Struktur.....	60
6.5.4 Massa taraf Lantai.....	61
6.5.5 Pembebanan Vertikal.....	61
6.5.6 Beban Angin.....	62
6.5.7 Data Respon Spektrum.....	62
6.5.8 Faktor Skala beban Gempa.....	62
6.6 ANALISA GAYA GEMPA STATIS.....	63
6.7 KOMBINASI PEMBEBANAN.....	65
6.8 ANALISA STRUKTUR.....	67
6.8.1 Analisa Gaya Vertikal = Berat Total Struktur.....	68
6.8.2 Analisa Dinamis Respon Spektrum.....	68
6.8.3 Analisa Pengaruh P-Delta.....	72
6.8.4 Story Drift.....	72
<b>BAB VII PERANCANGAN STRUKTUR UTAMA.....</b>	<b>74</b>
7.1 PERANCANGAN DESAIN LENTUR BALOK.....	74
7.2 PERANCANGAN DESAIN KOLOM.....	84
7.3 PERANCANGAN DESAIN BEAM-COLOUMN JOINT.....	92
7.4 PERANCANGAN DESAIN SHEARWALL.....	95
<b>BAB VIII PERENCANAAN PONDASI.....</b>	<b>104</b>
8.1 PERENCANAAN TIANG PANCANG.....	104
8.1.1 Data Tanah.....	104
8.1.2 Daya Dukung Pondasi.....	104
8.1.3 Daya Dukung Tanah.....	104

8.1.4 Pembebanan Pondasi.....	107
8.2 DESAIN KEKUATAN BAHAN TIANG PANCANG.....	108
8.3 PERENCANAAN POER.....	111
8.3.1 Kontrol terhadap Geser Ponds.....	111
8.3.2 Penulangan Lentur.....	112
8.3.3 Penulangan Geser.....	114
8.4 PERENCANAAN SLOOF.....	115
8.4.1 Perencanaan Dimensi.....	115
8.4.2 Penulangan Lentur.....	115
8.4.3 Penulangan Geser.....	118
DAFTAR PUSTAKA. ....	120
LAMPIRAN	
GAMBAR	



## DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1 Vertical Struktural Irreglaties.....	7
Gambar 2.2 Eartquake Resisting Struktural System of Reinforced Concrete.....	7
Gambar 2.3 Pengaruh P-Delta.....	11
Gambar 2.4 Vertical Force Distribution.....	14
Gambar 7.1 Diagram Pembebanan untuk Balok bentang 5 m lantai 6.....	79
Gambar 7.2 Diagram Momen untuk Titik Pemutusan Tulangan Negatif pada lantai 6.	82
Gambar 7.3 Detai Penulangan Balok.....	84
Gambar 7.4 Diagram Interaksi untuk Kolom Interior.....	87
Gambar 7.5 Diagram Interaksi untuk Kolom Eksterior.....	88
Gambar 7.6 Detail Penulangan Kolom Interior.....	91
Gambar 7.7 Analisa Geser Interior Beam-Column Joint.....	92
Gambar 7.8 Analisa Geser Eksterior Beam-Column Joint.....	94
Gambar 7.9 Penampang Shearwall.....	96
Gambar 7.10 Penampang Shearwall untuk gaya geser arah y.....	99
Gambar 7.11 Detail Penulangan Shearwall.....	103
Gambar 8.1 Garfik NAVAC DM 7 ( 1971 ).....	119

## DAFTAR TABEL

Tabel 3.4 Persyaratan Perancangan Komponen Struktur Rangka yang Menahan	
Beban Lentur.....	22
Tabel 3.5 Persyaratan Perancangan Komponen Struktur Rangka Yang Menahan	
Beban Lentur dan Aksial .....	24
Tabel 3.6 Persyaratan Perancangan Shearwall.....	27
Tabel 3.7 Persyaratan Perancangan Joint of Frame.....	31
Tabel 3.8 Persyaratan Kuat Geser.....	32
Tabel 4.1 Perancangan Dimensi Balok.....	36
Tabel 4.2 Penentuan Type pelat.....	36
Tabel 6.1 Distribusi Gaya Geser.....	61
Tabel 6.2 Kombinasi Beban.....	67
Tabel 6.3 Faktor Massa Efektif.....	68
Tabel 6.4 Diagram Distribusi Gaya Geser Dasar.....	69
Tabel 6.5 Pembagian Gaya Geser Dasar pada Portal Terbuka dan Shearwall arah x....	70
Tabel 6.6 Pembagian Gaya Geser Dasar pada Portal Terbuka dan Shearwall arah y....	70
Tabel 6.7 Analisa Pengaruh P – Delta.....	72
Tabel 6.8 Simpangan Lateral dan Analisa Drift.....	73
Tabel 7.1 Kombinasi Momen Berfaktor hasil Analisa Struktur pada portal 4.....	74
Tabel 7.2 Kombinasi Momen Reduksi Hasil Analisa pada portal 4.....	74
Tabel 7.3 Momen Envelope.....	74
Tabel 7.4 Kebutuhan Penulangan untuk Balok Portal 4 lantai 6.....	78

Tabel 7.5 Hasil Gaya Dalam Kolom Interior dari Analisa Struktur lantai 1 dan lantai Dasar.....	92
Tabel 7.6 Hasil Gaya Dalam Kolom Interior dari Analisa Struktur lantai 1 dan lantai 2..	92
Tabel 7.7 Hasil Gaya Dalam Kolom Eksterior dari Analisa Struktur lantai 1 dan lantai dasar.....	92
Tabel 7.8 Hasil Gaya Dalam pada Shearwall pada Lantai Dasar Hasil Analisa Struktur..	95





**TUGAS AKHIR**  
**JURUSAN TEKNIK SIPIL**  
**FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN**  
**INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER**

**BAB I**  
**PENDAHULUAN**

# BAB I

## PENDAHULUAN

### 1.1 LATAR BELAKANG

Gempa bumi merupakan fenomena alam yang kejadiannya sulit diprediksi walaupun dengan teknologi yang mutakhir sekalipun, oleh karena itu persiapan dini (mitigasi) menghadapi bencana gempa bumi tersebut perlu dilakukan agar tidak menjadikan malapetaka bagi kehidupan.

Dari hasil berbagai penelitian mengenai gempa bumi maka di Amerika Serikat dibuat suatu peraturan untuk merancang gedung yang tahan terhadap pengaruh gempa yaitu UBC (Uniform Building Code) 1997. UBC 1997 bukan merupakan peraturan pertama tetapi sebelumnya sudah ada UBC 1991 yang diperbarui dengan UBC 1994, Sehingga UBC 1997 merupakan penyempurnaan dari metode desain yang ada di UBC tahun sebelumnya.

Mengingat perkembangan peraturan struktur tahan gempa yang terus berkembang maka dalam Tugas Akhir ini akan dilakukan perancangan struktur yang didasarkan pada peraturan UBC '97. Contoh perancangan struktur dalam Tugas Akhir ini akan dijadikan contoh penerapan peraturan UBC '97 dalam struktur bangunan tahan gempa. Yang selanjutnya akan didokumentasikan sebagai acuan untuk peraturan struktur tahan gempa di Indonesia.

Dalam tugas akhir ini akan diadakan perancangan system struktur Dual System dengan IMRF dan Shear wall sesuai dengan ketentuan dalam peraturan UBC '97, karena UBC 1997 merupakan peraturan terbaru mengenai struktur gedung tahan gempa yang akan digunakan untuk acuan peraturan di Indonesia.

## 1.2 PERMASALAHAN

Berdasarkan latar belakang tersebut maka permasalahan yang dihadapi adalah bagaimana merancang struktur Dual System dengan IMRF dan Shear Wall yang sesuai dengan penerapan UBC'97 sebagai peraturan yang paling baru saat ini ?

## 1.3 TUJUAN

Berdasarkan permasalahan yang ada maka tujuan dari perancangan ini adalah

1. Memberikan informasi dan mengenalkan pengertian mengenai Dual System serta penggunaannya terutama mengenai proses perancangan dan pendetailan yang benar antara IMRF dan dinding geser.
2. Memberikan contoh pemakaian UBC'97 sebagai salah satu peraturan yang paling baru pada saat ini.
3. Memberikan contoh perhitungan pemakaian peraturan UBC'97 sebagai acuan untuk peraturan gempa Indonesia yang baru.

## 1.4 RUANG LINGKUP / BATASAN MASALAH

Ruang lingkup dalam perencanaan ini adalah :

1. Perancangan dengan interaksi IMRF untuk Rangka dan Shear Wall (dinding geser)
2. Penulangan struktur Rangka Penahan Momen dan dinding geser dengan pendetailan yang sesuai dengan UBC'97
3. Beban gempa di zone 2B UBC 97 ( zone 3 peta gempa Indonesia )
4. Pondasi dianggap cukup kuat / kaku tanpa terjadi deformasi



### 1.5 DATA PERENCANAAN

1. Nama bangunan : Bangunan Fiktif
2. Fungsi : Office Building
3. Macam struktur : Beton bertulang
4. Tinggi : 35 m ( 10 lantai )
5. Pondasi : tiang pancang

### 1.6 METODOLOGI

Prosedur perencanaan :

1. Study literatur mempelajari Dual System dalam UBC 1997.
2. Mengumpulkan informasi dalam studi kasus gedung yang akan dirancang.
3. Melakukan prosedur perencanaan sesuai prosedur dalam buku M.J.N. Priestley
4. Melakukan criteria selection sebagaimana dimaksud oleh section UBC 1629 UBC'97
5. Melakukan analisa struktur dengan menggunakan program E-TABS
6. Melakukan perencanaan elemen-elemen struktur sesuai dengan persyaratan UBC'97
7. Menuangkan hasil perencanaan dalam bentuk Engineering Drawing dengan bantuan AUTOCAD R.14.



## TUGAS AKHIR

Perencanaan Tebal Perkerasan Jalan Arteri Antara Jalan Banyu Urip Dengan Jalan Raya  
Surabaya – Gresik Dan Metode Perbaikan Tanah Dasarnya

## **BAB II** **DASAR TEORI**



**TUGAS AKHIR**  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

**BAB II**  
**DASAR PERANCANGAN THD GEMPA**



## BAB II

# DASAR PERANCANGAN TERHADAP GEMPA

### 2.1 UMUM

Bab ini menjelaskan mengenai analisa dan perancangan struktur gedung yang berhubungan dengan gaya gempa sesuai dengan peraturan UBC 1997. Kombinasi beban untuk metode disain struktur diberikan pada pasal 1612. Pasal 1620 sampai 1636 berisi desain gempa, termasuk metode menentukan gaya lateral minimum berdasarkan desain basis ground motion. Secara umum gaya lateral ini ditentukan berdasarkan lokasi gedung terhadap zone gempa, karakteristik tempat, fungsi, bentuk, sistem struktur dan tinggi gedung.

### 2.2 KOMBINASI BEBAN

Untuk perancangan struktur beton bertulang ini digunakan kombinasi pembebanan sesuai pasal 1612.2.1 UBC'97 termasuk beban gempa. Kombinasi beban untuk struktur beton ini terdiri dari kombinasi beban mati ( D ), beban hidup ( L ), beban salju ( S ), beban angin ( W ), beban gempa ( E ).

#### Kombinasi pembebanan untuk komponen beton

1.  $1,4 D + 1,7 L$
2.  $0,75 ( 1,4 D + 1,7 L + 1,7 W )$
3.  $0,9 D + 1,3 W$
4.  $1,1 ( 1,2 D + f_1 L + f_2 S + 1,0 E )$
5.  $1,1 ( 0,9 D + 1,0 E )$

sebagai tambahan beban yang ada , kombinasi beban gempa spesial pada persamaan 1612.4 harus juga diperhatikan :

$$6. \quad 1,2 D + f_l L + 1,0 E_m$$

$$7. \quad 0,9 D + 1,0 E_m$$

dimana  $E_m$  adalah perhitungan gaya gempa max . Kombinasi ini digunakan untuk menjaga beban pada komponen struktur yang dibutuhkan tetap elastis pada saat terjadinya gempa.

## 2.3 CRITERIA SELECTION

### 1. Occupancy Categories

Masing-masing gedung ditempatkan pada salah satu dari ke 5 kategori kegunaan pada tabel 16-K. Tabel ini berisi faktor Keutamaan (  $I$  ) yang digunakan dalam perhitungan gaya gempa pada sistem penahan gaya lateral, dan  $I_p$  yang digunakan untuk menentukan gaya lateral pada elemen struktur, komponen non struktur dan peralatan yang didukung oleh struktur.

### 2. Site Geology dan Soil Karakteristik

Keadaan tanah asli berperan penting pada ground motion dan dapat sangat berpengaruh pada kinerja gedung sebelum gempa. Sebetulnya desain gaya gempa berbeda untuk tipe tanah yang berbeda. Berdasarkan studi ada 6 jenis kategori jenis tanah baru menggantikan jenis tanah yang terdahulu yang terdiri 4 jenis. Soil type itu adalah  $S_A$  ,  $S_B$  ,  $S_C$  ,  $S_D$  ,  $S_E$  , dan  $S_F$  pada tabel 16-J. Prosedur untuk menentukan profil jenis tanah diberikan pada pasal 1636. Catatan bahwa tipe  $S_D$  digunakan ketika kondisi jenis tanah tidak diketahui.

### 3. Site Seismic Hazard Characteristic

Untuk zone gempa di US ditunjukkan pada Gambar 16-2. Perlu dicatat bahwa peta didasarkan pada 10 % probabilitas dari ground motion untuk periode 50 tahunan. Faktor zone gempa (  $Z$  ) yang terdapat pada Tabel 16-I menunjukkan keefektifan akselerasi peak ground terhadap level ground motion gempa yang diharapkan



terhadap zone gempa yang diberikan, dan menunjukkan bagian dari beban gravitasi (g).

#### 4. Near- Source Faktor

Mencari pengaruh Near Source pada zone gempa 4 adalah perubahan besar yang diberikan pada UBC 97. Observasi dan Pembacaan dari indikasi gempa bahwa pengaruh ground motion tertutup kemungkinan mengalami kesalahan lebih besar dari yang tercatat pada fault rupture. The Near Source faktor ( $N_a$ ) &  $N_v$ , yang diberikan untuk menghitung parameter ini didasarkan pada sumber gempa dan jarak tempat sumber gempa yang terjadi.

Tabel 16-S dan 16-T berisi nilai  $N_a$  dan  $N_v$ , sebagai fungsi type sumber dan jarak dari sumber gempa. Seismic response Coefisien. Koefisien gempa  $C_a$  dan  $C_v$  pada tabel 16-Q dan 16-R untuk menentukan faktor zone gempa dan tipe jenis tanah

#### 5. Building Configuration

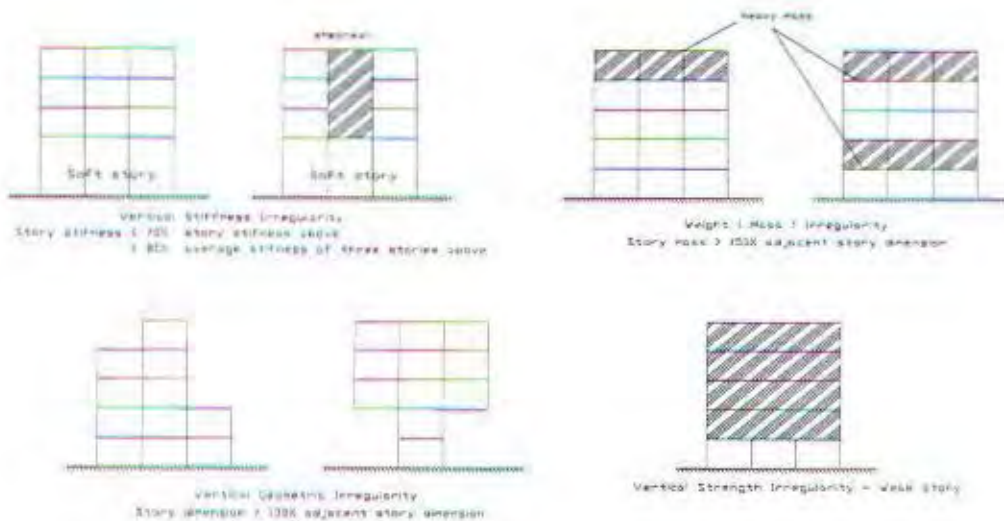
Bentuk konfigurasi suatu gedung dapat berpengaruh pada penampilan gedung sebelum terjadinya gempa (gambar 2.1). Menurut pasal 1629.5.1 gedung harus dikelompokkan sebagai regular atau irregular berdasarkan pada rencana denah dan konfigurasi vertikal. 5 bentuk tipe struktur vertikal yang irregular ditunjukkan pada tabel 16-L dan 5 bentuk tipe struktur rencana denah ditunjukkan pada tabel 16-M. Struktur gedung dengan konfigurasi irregular dapat mengalami kerusakan yang besar dibanding gedung dengan konfigurasi yang regular .

#### 6. Struktur Framing System

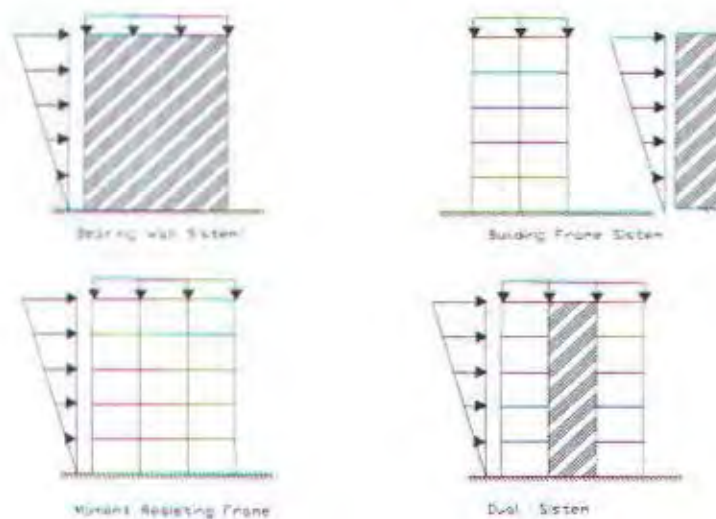
Dasar sistem struktur terdapat pada tabel 16-N. Untuk perancangan ini diambil sistem Dual Sistem ( gambar 2.2.). Jenis tipe sistem struktur ini mempunyai 3 syarat (1) sebagai open Frame yang lengkap yang dapat menerima beban gravitasi (2) ketahanan terhadap beban lateral diterima oleh shearwall dan rangka penahan



momen sebesar 25 % dari gaya geser dasar (3) shearwall dan rangka penahan momen didesain untuk menahan gaya geser dasar sesuai kekakuan relatif dari elem strukturnya berdasarkan deformasi kompatibilitas. Di zone 2 rangka penahan momen harus IMRF dan shearwall tidak membutuhkan pendetailan khusus.



Gambar 2.1 Vertical Structural Irregularities



Gambar 2.2 Earthquake-Resisting Structural System of Reinforced Concrete

Response Modification Factor (R) yang terdapat pada tabel 16-N menunjukkan perbandingan gaya yang terbentuk pada struktur dibawah disain gempa yang berlaku pada seluruh desain gaya elastis. Ketika nilai R selalu lebih besar dari 1 semua struktur didesain untuk gaya kurang dari itu kemudian desain gempa akan menghasilkan struktur linear elastis.

Pengurangan ini didasarkan pernyataan bahwa struktur yang didetail akan merespon inelastic dan dapat memancarkan energi pengaruh gempa tanpa mengalami keruntuhan. Nilai R yang besar untuk suatu struktur mempunyai arti bahwa struktur itu mempunyai kapabilitas yang besar dalam memancarkan energi gempa.

## 2.4 PERANCANGAN GAYA LATERAL MINIMUM

Baik prosedur perencanaan statis maupun dinamis diberikan oleh UBC 97 dalam menentukan gaya gempa minimum pada sistem penahan gaya lateral dari suatu gedung. Pembahasan berikut akan memfokuskan pada menentukan gaya gempa menggunakan static force procedure. ( 1630 ).

### 2.4.1 Beban Gempa

Menurut pasal 1630.11, beban gempa E dan Em digunakan pada kombinasi beban seperti pada pasal 1612 . Beban gempa E adalah fungsi komponen horisontal dan vertikal dari ground motion dan ditentukan melaui persamaan (30-1)

$$E = \rho E_h + E_v$$

Dimana :  $E_h$  = gaya gempa terhadap gaya dasar

$E_v$  = pengaruh beban dari komponen vertikal dari motion gempa

$$= 0,5 C_a I D$$

$\rho$  = redundancy faktor ( 30.3)

$$1,0 \leq \rho = 2 - \frac{20}{r_{\max} \sqrt{AB}} \leq 1,25 \dots \dots \text{for SMRF}$$

$$\leq 1,50 \dots \dots \text{for other sistem}$$



Faktor  $\rho$  adalah faktor untuk mengukur ketahanan struktur. Utamanya  $\rho$  adalah nilai fungsi dari komponen penahan gaya lateral dalam struktur, dalam mendistribusikan gaya beban lateral pada komponen struktur gedung. Jumlah ( $r_{max}$ ) dan ( $A_b$ ) adalah ratio max antara elemen story shear dan luas area lantai dari gedung dalam square feet (ft<sup>2</sup>). Untuk menghitung kesamaan redundancy dalam dual sistem, faktor ketahanan ( $\rho$ ) diambil 80% dari nilai yang dihitung dengan persamaan (30-3). Dan untuk struktur yang terletak pada zone 0, 1, 2 atau waktu menghitung drift, nilai  $\rho$  diambil =1,0.

Menurut pasal 1630.1.1, ratio max antara story shear ( $r_{max}$ ) ditentukan sebagai nilai ril terbesar yang terletak pada semua tiap story atau dibawahnya 2/3 dari tinggi total gedung untuk menunjukkan arah beban  $r_i$  adalah perbandingan dari desain story shear beban terberat dari elemen tunggal dibagi desain total geser story. Tabel 2-1 berisi definisi  $r_i$  untuk bermacam-macam sistem.

Tabel 2.1 Definition of Element Story Shear Ratio

Structural system	Element- story shear ratio $r_i$
Moment frame	Maximum of the sum of the shears in any two adjacent column in a bay divided by the story shear. For column common to two bays in the direction under consideration, 70 % of the shear in that column may be used in the column shear summation. The bay with the largest total shear force is used to determine $r_i$
Shearwall	Maximum value of the product of the wall shear multiplied by $10/l_w$ and divided by the total story shear, where $l_w$ is the length of the wall in feet. The wall with the largest shear force is used to determine $r_i$
Dual system	Ratio of the desain story shear in the most heavily loaded single element (consediring all lateral load resisting element) divided by total desain story shear.



Nilai dari  $\rho$  dapat mempunyai pengaruh dramatis pada desain gaya gempa horizontal, dimana dapat meningkatkan desain gaya pada komponen struktur lebih besar dari 50 % sehingga sistem struktur tersebut mempunyai jumlah ketahanan yang besar.

Parameter  $E_m$  adalah perhitungan gaya gempa max yang dapat dikembangkan pada struktur

$$E_m = \Omega_o E_h$$

Dimana  $\Omega_o$  adalah faktor amplikasi gaya gempa untuk sistem struktur yang terdapat pada tabel 16-N. Dimana  $\Omega_o$  adalah menggambarkan kekuatan struktur, the overstreng factor digunakan pada kombinasi beban gempa spesial untuk memenuhi desain beban elemen struktur yang spesifik yang diharapkan struktur berperilaku elastis sebelum desain ground motion.



#### 2.4.2 Modelling Requirement

Penuntun untuk membuat model struktur untuk analisa beban lateral diberikan pada pasal 1630.1.2. untuk beton dan masonry struktur, desain retak digunakan sebagai model. Untuk struktur dimana deformasi kompetibilitas perlu diperhatikan, kekakuan, lentur dan geser harus tidak boleh kurang dari  $\frac{1}{2}$  luas penampang komponen beton dan masonry sebagai bagian dari sistem penahan gaya lateral, kecuali analisa terjadinya gempa rasional terbentuk ( 1633.2.4)

#### 2.4.3 P-Δ Effects

Gaya gempa menyebabkan struktur terdefleksi secara lateral, sehingga hasil momen berikutnya yang dihasilkan oleh komponen struktur terhadap perubahan beban gravitasi ditunjukkan pada gambar 2-3. Pengaruh tersebut dikenal sebagai P-Δ Effects. Menurut pasal 1630.1.3 P-Δ Effects harus dievaluasi menggunakan desain gaya gempa untuk menghasilkan tingkat desain respon displacement ( lihat pasal 1630.9.1 dan. Section 2.4.7). Utamanya P-Δ Effects tidak diperhatikan ketika koefisien stabilitas ( $\theta$ ), yang ditentukan

sebagai ratio momen sekunder terhadap momen primer,  $(\theta) < 0,7$ . Koefisien stabilitas

yang ada pada story dapat dihitung dengan persamaan  $\theta = \frac{P_x \Delta}{V_x h_{sx}}$

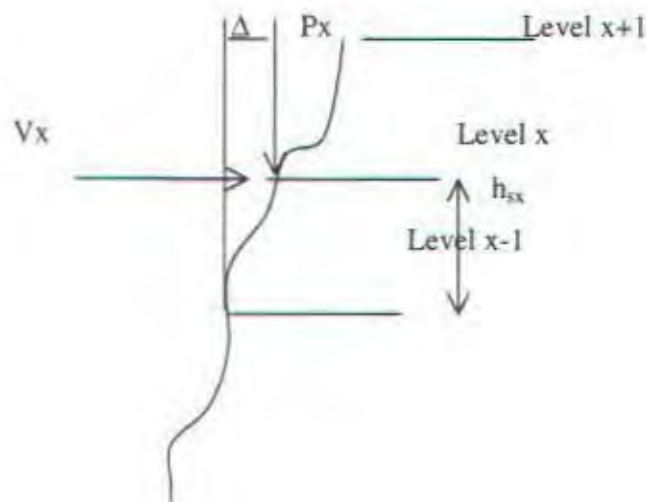
Dimana :  $P_x$  = total beban gravitasi tak berfaktor pada level x dan di atasnya

$\Delta$  = seismic story drift

$V_x$  = gaya geser gempa antara level x dan x-1

$h_{sx}$  = tinggi story dibawah level x

Pada zone gempa 2 P- $\Delta$  Effects tidak diperhatikan atau diabaikan ketika story drift kurang atau sama dengan  $0.02 h_{sx}/R$ . Struktur yang fleksibel dan struktur dengan nilai R yang besar lebih efektif dipengaruhi oleh P- $\Delta$  Effects. Perlu dicatat bahwa kolom beton tidak membutuhkan pembesaran momen lentur menurut pasal 1910.11 ketika P- $\Delta$  Effects analisis digunakan, sejak digunakan pasal 1910.11 untuk menghitung P- $\Delta$  Effects dalam analisa struktur.



Gambar 2.3 P- $\Delta$  Effect



### 2.4.5 Static Force Prosedure :

Prosedur gaya static adalah metode pendekatan dalam menentukan gaya geser dasar gempa. Untuk struktur sesuai dengan pasal 1629.8.3, desain gaya geser dasar gempa total ( $V$ ) dapat dihitung dengan persamaan 30-4 dengan batasan pers 30-5 sampai 30-7

$$\frac{2,5CaIW}{R} \geq V = \frac{CvIW}{RT} \geq 0,11CaIW$$

$$\geq \frac{0,8ZNvIW}{R}$$

$Ca$  &  $Cv$  = koefisien gempa ( Tabel 16 Q dan Tabel 16 R )

$I$  = faktor Keutamaan ( Tabel 16-K)

$W$  = total beban mati

$R$  = faktor respon (Tabel 16-N)

$T$  = fundamental period of vibration of structure ( waktu getar alami )

$Z$  = faktor zone gempa (Tabel 16-I)

$Nv$  = velocity dependeent near source faktor ( Tabel 16-T)

**Beban Mati Gempa ( $W$ ).**  $W$  adalah total beban pada gedung dan bagian beban kerja yang berperan saat terjadinya gempa. Bagian –bagian lain yang termasuk dalam beban  $W$  adalah :

1. tempat penyimpanan dan gudang , minimum 25 % dari beban hidup lantai
2. beban partisi yang digunakan pada lantai tidak kurang dari 10 psf
3. beban salju lebih besar dari 30 psf
4. total beban perlantai yang permanen

**Approximate Fundamental Period (  $T$  ).** Untuk menghitung  $T$  dari getaran suatu gedung, ukuran komponennya struktur harus diketahui. Tanpa dimensi komponen struktur tersebut hal itu menjadi sulit untuk memperkirakan waktu getar untuk menghitung base shear. Jadi



preliminary design dapat digunakan. Persamaan 30-8 dari Metode A pada pasal 1630.22 memberikan pendekatan untuk nilai  $T = C_t (h_n)^{3/4}$

Dimana  $C_t = 0,030$  untuk rangka penahan momen untuk beton

$h_n$  = tinggi dari dasar gedung ke tingkat paling tinggi, ft

Untuk struktur dengan concret atau masonry shearwall

$$C_t = \frac{0,1}{\sqrt{A_c}}$$

Dimana :  $A_c$  = kombinasi luasan efektif dari shearwall pada story pertama dari struktur,  $ft^2$

$A_e$  = luas penampang minimum pada potongan melintang pada story pertama dari shearwall,  $ft^2$

$D_e$  = panjang shearwall pada story pertama searah dengan gaya yang bekerja,  $ft$

Sesuai Metode A, metode B dapat digunakan untuk menentukan  $T$ . metode B mengijinkan mengevaluasi nilai  $T$  dengan Formula Rayleigh atau analisa lainnya. Perlu dicatat bahwa nilai  $T$  dari metode B harus kurang < 1,3 kali dari nilai  $T$  metode A pada zone 4 dan  $T_B < 1,4$  kali nilai  $T_A$  pada zone 1, 2, 3

### Distribution of Lateral Forces

Gaya geser dasar (  $V$  ) didistribusikan pertama kali secara vertikal pada tiap tingkat lantai pada gedung. Geser story pada tiap lantai kemudian didistribusikan pada bermacam-macam komponen penahan gaya lateral tergantung pada kekakuan relatif dan kekakuan diafragma.

### Vertikal Force Distribution

Menurut 1630.5, total gaya geser dasar harus didistribusikan sepanjang tinggi gedung sesuai dengan persamaan (30-13) sampai (30-15). Gambar 2.4 menggambarkan

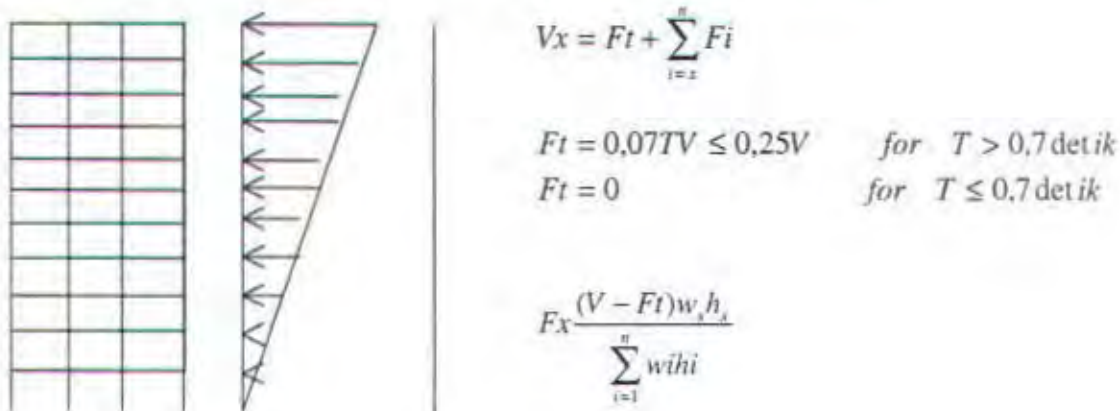
distribusi dari gaya lateral menurut persamaan ini. Bagian dari gaya geser dasar terkonsentrasi pada bagian atas gedung dengan fundamental period lebih besar dari 0,7 detik untuk menghasilkan mode pengaruh yang besar. Mengingat bagian dari gaya geser dasar didistribusikan secara linear keseluruh tinggi gedung, bermacam nilai dari yang max pada atap gedung dan nilai min pada dasar gedung dengan bersumber pada mode response fundamenatal.

### Horisontal Force Distribution.

Desain gaya geser dasar story ( $V_c$ ) pada setiap story ditentukan sbb (1630.6) :

$$V_x = F_t + \sum_{i=1}^n F_i$$

Dimana  $f_i$  adalah bagian gaya geser dasar ( $V$ ) terletak pada tingkat  $i$ . Desain gaya gempa story shear didistribusikan pada berbagai komponen penahan gaya lateral sesuai kekakuannya dan kekakuan diafragma. Menurut 1630.6, diafragma diyakini bersifat flexible ketika deformasi max lateral dari diafragma lebih dari 2x dari rata-rata story drift yang story drift yang berhubungan. Pada kasus plat beton, ini tidak seperti yang lain tetapi diafragma yang kaku setidaknya mempunyai bentuk konstruksi yang tinggi



Gambar 2.4 Vertical Force Distribution



$F_i, F_n, F_x$  = design gaya gempa pada level  $i, n$  atau  $x$

$F_t$  = bagian dari  $V$  terletak pada bagian top sebagai tambahan dari  $F_n$

$h_i, h_n, h_x$  = tinggi dalam ft

$W_i, w_x$  = bagian dari  $W$  yang terletak pada level  $i$  atau  $x$

$W$  = total beban mati

$T$  = waktu getar alami

$V$  = total gaya geser

Ketika diafragma ditentukan tidak flexible (rigid diagfragn ), maka perlu untuk menghitung gaya tambahan pada beberapa komponen penahan gaya lateral yang disebabkan dari torsi oleh gedung. Pasal 1630.7 membahas bahwa desain momen torsi pada story harus torsi momen yang dihasilkan dari eksentisitas antara titik pusat masa dan titik pusat kekakuan ditambah momen torsi yang terjadi. Hal itu diasumsikan bahwa momen torsi tersebut menyebabkan perubahan dari titik pusat massa dari lantai sesungguhnya dengan jarak 5% dari titik pusat dimensi gedung dengan jarak tegak lurus dari arah pembebanan gaya.

Ketika ketidakaturan torsi ditentukan pada tabel 16 M, pengaruh torsi harus dihitung dengan menaikkan torsi pada masing-masing tingkat dengan faktor amplification ( $A_x$ ) dengan persamaan (30.16)

$$A_x = \left( \frac{\delta_{\max}}{1,2\delta_{\text{avg}}} \right)^2 \leq 3,0$$

dimana :  $\delta_{\max}$  = simpangan max pada level  $x$

$\delta_{\text{avg}}$  = simpangan rata-rata pada titik ekstrim dari struktur pada level  $x$

### 2.4.6 Overturning

Gedung harus didesain menerima pengaruh perputaran disebabkan oleh gaya gempa (1630.8) momen perputaran ( $M_x$ ) pada tiap level  $x$  dapat ditentukan dengan persamaan

$$M_x = \sum_{i=1}^n F_i(h_i - h_x) + F_t(h_n - h_x)$$

dimana :  $F_i$  = bagian dari  $V$  terletak pada level  $i$

$F_t$  = bagian dari  $V$  terletak pada atas struktur sebagai tambahan untuk  $F_n$

$h_i, h_n, h_x$  = tinggi dari dasar

Momen perputaran didistribusikan pada tiap komponen penahan gaya lateral sama dengan cara gaya geser horisontal (1630.6).

### 2.4.7 Story Drift Limitation

Menurut 1630.10, story drift harus dihitung menggunakan response displacement inelastik max ( $\Delta_m$ ), yang mana pendekatan simpangan terjadi ketika struktur dihubungkan dengan desain basis ground motion

$$\Delta_M = 0,7 R \Delta_s$$

Desain level response displacement menurut peraturan gaya gempa 1630.21 ditentukan pada masing-masing story dengan analisa statis, analisa elastik pada sistem penahan gaya lateral termasuk pengaruh torsi (1630.9.11). Secara alternatif simpangan mungkin dihitung dengan analisa dinamik an elastik menurut 1631. Dilain kasus, perancangan struktur dari persamaan 1630.1.2 harus dipenuhi.

Jika hal itu ditentukan dengan persamaan 1630.1.3 bahwa  $P-\Delta$  efek analisa dibutuhkan.  $\Delta_M$  harus termasuk simpangan yang berhubungan dengan second order effect (pengaruh orde kedua). Untuk struktur dengan fundamental period ( $T$ ) < 0,7detik, perhitungan story drift menggunakan  $\Delta_M$  harus tidak kurang 0,025 kali tinggi story. Untuk story dengan  $T$  > 0,7 detik, story drift harus tidak kurang 0,02 kali tinggi story.



Perlu dicatat bahwa batasan drift ini cocok untuk analisa struktur prosedur gaya statik dan response spektrum.

Untuk kegunaan analisa drift saja, desain gaya lateral menggunakan perhitungan drift mungkin tidak diperhatikan batasannya pada pers (30-6). Juga ketika menggunakan persamaan (30.10) dalam menentukan periode ( $T$ ) 30-40% batasan yang ada pada pasal 1630.2.2 mungkin diabaikan.

## 2.5 DASAR SISTEM PENDETAILAN

Secara umum semua struktur rangka yang menahan gaya gempa harus didesain sesuai dengan pasal 1629. Untuk gedung beton bertulang, komponen strukturnya harus didesain dengan pengaruh gaya gempa menurut bab 16. Sebagai tambahan, sistem rangka dan komponennya harus sesuai dengan pasal 1633. Pembahasan berikut memfokuskan pada perancangan yang harus diambil dalam mendesain struktur beton.

### 2.5.1 Orthogonal Effect

Pada zone gempa 2,3,4, pengaruh gaya gempa bekerja pada arah lain dari titik axis harus diperhatikan pada beberapa kasus (1633.1) yaitu :

- struktur mempunyai bentuk ketidakteraturan Type 5
- struktur mempunyai bentuk ketidakteraturan Type 1 untuk kedua sumbunya
- sebuah kolom dari bagian struktur pada pertemuan sistem panahan gaya lateral

catatan bahwa jika beban aksial pada kolom akibat gempa pada arah yang berlainan kurang dari 20% dari beban kapasitas maka orthogonal effect dapat diabaikan. 2 metode yang digunakan untuk memenuhi perencanaan orthogonal effect (1) disain komponen 100% desain gaya gempa pada satu arah ditambah 30% desain gaya gempa pada arah sumbu lainnya, atau (2) kombinasikan pengaruh dari 2 arah ortogonal menggunakan akar dari jumlah kuadrat. Ketika menggunakan SRSS metode, masing-masing hasil perhitungan harus diberi tanda yang akan menghasilkan hasil paling konservatif.

### 2.5.2 Deformation Compatibility

Untuk gedung pada zone gempa 2, 3 dan 4, elemen struktur yang tidak didesain sebagai bagian dari sistem penahan gaya lateral harus didesain untuk menerima beban gravitasi ketika dihubungkan dengan deformasi yang diharapkan yang disebabkan oleh gaya gempa (1633.2.4). Perlu dicatat  $P-\Delta$  efek pada elemen ini harus diperhatikan. Deformasi yang diharapkan adalah nilai terbesar dari simpangan max respon inelastis  $-\Delta_M$  yang ditentukan pada 1630.9.2 atau deformasi yang disebabkan oleh story drift dengan  $0.0025 \times h$  (story height).

Asumsi kekakuan lentur dan geser untuk beton dan masonry sebagai bagian sistem penahan gaya lateral harus tidak kurang dari  $\frac{1}{2}$  luas penampang sedikitnya analisa terjadinya retak diperhitungkan. Spesial detail untuk komponen beton yang tidak sebagai bagian dari sistem penahan gaya lateral terdapat pada pasal 1921.7.

Sistem rangka gedung adalah salah satu tipe sistem struktur dimana kompatibilitas deformasi harus diperhatikan diperhatikan. Rangka balok-kolom harus didesain untuk menerima pengaruh deformasi yang diharapkan, sejak dihubungkan dengan walls ( yang didesain menerima semua gaya gempa) pada tiap lantai melalui pelat lantai. Perencana harus sadar akan perubahan dari sistem rangka gedung kepada sistem yang lain ( dual sistem) yang hal itu ditentukan dalam 1921.7 bahwa spesial detail gempa dibutuhkan untuk komponen yang didesain untuk beban gravitasi saja. Dengan melakukan hal itu desain yang lebih efisien dapat dihasilkan.

### 2.5.3 Diaphragma

Diaphragma lantai dan atap harus didesain untuk menahan gaya ( $F_{px}$ ) sesuai persamaan 33-1

$$1,0C_a I w_{px} \geq F_{px} = \frac{F_t + \sum_{i=x}^n F_i}{\sum_{i=1}^n w_i} w_{px} \geq 0,5C_a I W_{px}$$

dimana  $w_x$  adalah berat diaphragma dan elemen tributary teori pada level x, termasuk bagian beban yang lain sesuai 1630.1.1. Desain dan detailing untuk diaphragma beton terdapat pada pasal 1633.2.9 dan 1921.6.





**TUGAS AKHIR**  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

**BAB III**  
**PRINSIP DASAR PERANCANGAN**

## BAB III

### PRINSIP DASAR PERANCANGAN

#### 3.1 Umum

Secara umum persyaratan detailing dari komponen struktur gedung tergantung pada daerah zone gempa. UBC 97 section 1921 untuk desain gempa dari komponen beton bertulang diambil dari Chapter 21 ACI 318-95 (Ref 3.1) dengan beberapa modifikasi.

Pada Chapter 21 ACI 318-95 (Ref 3.1) membagi tingkat gempa menjadi low, moderate, dan high levels. Tingkatan level gempa ini didasarkan pada probabilitas kerusakan dan berhubungan dengan intensitas percepatan tanah sesuai daerah zone gempa.

Table 3.1 berisi level gempa berdasarkan ACI 21.2.1 dan zone gempa dalam pasal 1921.2.1 UBC 97. Persyaratan penulangan terdapat pada tabel 3.2 dan persyaratan penulangan untuk rangka momen terdapat pada tabel 3.3.

Tabel 3.1

ACI	Low	Moderate	High
UBC	Zones 0 & 1	Zones 2A & 2B	Zones 3 & 4

Tabel 3.2

seismic Risk level	zone	Propotion and detailing by UBC		
		1901-1918	1901-1918 plus 1921.8	1901-1917plus1921 (excluding 1921.7, 1921.8)
Low	0 & 1	Beam-Column or Slab- Column Frame, Shearwalls		
Moderate	2A&2B	Shearwalls	Beam-Column or Slab-Column Frame	
High	3 & 4			Beam-Column Frame, Shearwalls

Tabel 3.3

Frame Type	propotion and detail by
Ordinary Momen Frame	UBC, exlusive of 1921
Intermediate Momen Frame	UBC, exlusive of 1921but inclusive of 1921.8
Spesial Momen Frame	UBC, exlusive of 1921,2 through 1921.5

### Desain dan detail

**Zone gempa 0 dan 1.** Untuk struktur beton yang terletak didaerah low seismic risk, no spesial desain atau detailing dibutuhkan. Jadi persyaratan dari pasal 1901 sampai 1918 digunakan , tidak termasuk 1921.

**Zone gempa 2A & 2B.** Untuk struktur beton yang terletak dilokasi gempa menengah, pasal 1921 termasuk dalam persyaratan, sebagai tambahan dari pasal 1901 sampai 1918. Yang digunakan untuk rangka momen beton bertulang.

Tidak ada desain atau persyaratan detailing tambahan terhadap 1901 sampai 1918 dan 1921.8 untuk komponen struktur lain dari gedung di dearah gempa menengah termasuk shearwall.

Jika sistem penahan lateral terdiri dari rangka momen, intermediatte detail harus digunakan, meskipun kombinasi beban gempa diabaikan. Hal ini untuk menjamin level minimum kekakuan dalam rangka penahan momen sejak rangka penahan momen hanya sebagai elemen yang menahan pengaruh gempa.

Untuk sistem frame-shearwall, termasuk intermediatte detail akan bergantung pada bagaimana gaya gempa berpengaruh terhadap frame dan shearwall. Jika gaya gempa seluruhnya diterima oleh shearwall maka sesuai dengan pasal 1921.7. Jika frame dan shearwall berinteraksi dalam menahan gaya gempa maka intermediatte detailnya sesuai dengan dual framing sistem

**Zone 4 & 3.** Untuk struktur beton yang terletak dilokasi gempa kuat, semua komponen struktur harus didesain dengan spesial detailing sesuai 1921 ( kecuali 1921.8 ).



### 3.2 PERANCANGAN KOMPONEN STRUKTUR RANGKA YANG MENAHAN BEBAN LENTUR

Bagian struktur lentur harus dirancang sesuai pasal 1921.3.11 sampai 1921.3.4., Bagian struktur tersebut harus mempunyai daktilitas yang cukup dan memberikan momen transfer yang efisien kepada kolom. Perlu dicatat komponen kolom yang dibebani lentur dan mempunyai beban faktor aksial  $P_u < A_g f_c' / 10$  didesain sebagai komponen lentur, dimana  $A_g$  adalah luas penampang melintang.

**TABEL 3.4 PERSYARATAN PERANCANGAN KOMPONEN STRUKTUR RANGKA YANG MENAHAN BEBAN LENTUR**

	Zone Gempa 3 & 4	Zone Gempa 0,1 & 2
Umum	<p>Komponen rangka lentur harus memenuhi beberapa kondisi yaitu :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Gaya tekan aksial terfaktor <math>\leq A_g f_c' / 10</math></li> <li>bentang bersih <math>\geq X</math> tebal efektif</li> <li>ratio lebar dengan tebal <math>\geq 0,3</math></li> <li>lebar <math>\geq 10</math> in</li> <li>lebar <math>\leq</math> lebar komponen pendukung ditambah jarak ditumpuan komponen pendukung tidak lebih <math>\frac{3}{4}</math> dari tinggi komponen lentur</li> </ul> <p>1921.3.1</p>	<p>Zone 2 – Gaya tekan aksial terfaktor <math>\leq A_g f_c' / 10</math></p> <p>Zone 0 &amp; 1- tidak ada persyaratan</p>
Persyaratan Lentur	<p>Tulangan minimum tidak boleh kurang dari :</p> $\frac{3\sqrt{f_c'} b_w d}{f_y} \text{ dan } \frac{200 b_w d}{f_y}$ <p>pada sebarang pot penampang , bagian atas atau bawah, kecuali persyaratan 1910.5.3 dipenuhi</p> <p>1921.3.2.1</p>	<p>Persyaratannya sama kecuali tulangan minimum hanya dibutuhkan pada potongan dimana tulangan tarik dipakai dalam analisa, kecuali sesuai kondisi 1910.5.2, 1910.5.3 dan 1910.5.4</p> <p>1910.5</p>
	<p>Ratio tulangan ( <math>\rho</math> ) tidak boleh lebih 0.025</p> <p>1921.3.2.1</p>	<p>Ratio tulangan ( <math>\rho</math> ) tidak boleh lebih 0,75 <math>\rho_u</math></p> <p>1910.3.3</p>
	<p>Kurang lebih terdapat 2 tulangan menerus pada bagian atas dan bawah potongan</p> <p>1921.3.2.1</p>	<p>Minimum memberikan tulangan untuk kesatuan struktur</p> <p>1907.13</p>
	<p>Kuat momen positif pada muka tumpuan <math>\geq \frac{1}{2}</math> kuat momen negatif pada muka tumpuan</p> <p>1921.3.2.2</p>	<p>Zone 2 - Kuat momen positif pada muka tumpuan <math>\geq \frac{1}{3}</math> kuat momen negatif pada muka tumpuan</p> <p>1921.8.4.1</p> <p>Zone 0 &amp; 1 – tidak ada persyaratan</p>
	<p>Baik kuat momen negatif atau positif pada setiap penampang sepanjang komponen lentur harus kurang dari <math>\frac{1}{4}</math> kuat momen maximum yang terdapat pada kedua ujung join</p> <p>1921.3.2.2</p>	<p>Zone 2 – persyatan sama kecuali hanya dibutuhkan <math>\frac{1}{5}</math> dari kuat momen maximum pada muka tumpuan dari join yang ada sepanjang komponen lentur</p> <p>1921.8.4.1</p> <p>Zone 0 &amp; 1 – tidak ada persyaratan</p>

Penyambungan	<p>Daerah penyambungan dari tulangan lentur dipakai jika tulangan sengkang atau spiral melebihi panjang penyambungan. Spasi tulangan sengkang dan spiral tidak lebih dari <math>d/4</math> atau 4 in. Penyambungan mekanikal dan pengelasan splices harus sesuai dengan 1921.2.6</p> <p>1921.3.2.3, 1921.3.2.4</p>	<p>Tidak ada persyaratan bahwa splices diakhiri pada hoop. Bagaimanapun jika spasi dekat dipakai hoops No 4, panjang lap splices dapat dikurangi 25 %</p> <p>1912.3.3.2</p>
	<p>Daerah penyambungan tidak digunakan :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• dalam arah join</li> <li>• pada jarak 2 kali tinggi komponen struktur lentur dari muka join</li> <li>• pada lokasi dimana analisa menindikasikan leleh lentur disebabkan oleh simpangan lateral inelastic dari rangka</li> </ul> <p>1921.3.2.3</p>	<p>Tidak disyaratkan</p>
Tulangan Penyalaran	<p>Dibutuhkan hoops sepanjang 2 kali tinggi komponen struktur yang diukur dari muka komponen pendukung ke arah tengah bentang pada kedua komponen lentur, dengan sengkang pertama diletakkan tidak lebih 2 in dari muka join</p> <p>1921.3.3.1, 1921.3.3.2</p>	<p>Zone 2 – sama kecuali menggunakan sengkang daripada hoops</p> <p>1921.8.4.2</p> <p>Zone 0 &amp; 1 – tidak disyaratkan</p>
	<p>Dibutuhkan sengkang tertutup sepanjang 2 kali tinggi komponen struktur lentur pada kedua sisinya dimana tempat terjadinya leleh lentur pada sambungan dengan simpangan lateral inelastic rangka</p> <p>1921.3.3.1</p>	<p>Tulangan untuk komponen lentur yang diakibatkan tegangan bolak balik harus terdiri dari sengkang tertutup seputar tulangan lentur. Juga harus dapat memberikan minimum tulangan untuk kesatuan struktur</p> <p>1907.11.2, 1907.13</p>
	<p>Spasi hoops tidak boleh lebih dari :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>d/4</math></li> <li>• 8 X diameter terkecil tulangan longitudinal</li> <li>• 24 X diameter tulangan hoop</li> <li>• 12 in</li> </ul> <p>1921.3.3.2</p>	<p>Zone 2 - jarak sengkang max tidak lebih dari</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>d/4</math></li> <li>• 8 X diameter terkecil tulangan longitudinal</li> <li>• 24 X diameter tulangan hoop</li> <li>• 12 in</li> </ul> <p>1921.8.4.2</p>
	<p>Ketika sengkang tertutup digunakan, tulangan longitudinal harus mempunyai lateral support sesuai 1907.10.5.3</p> <p>1921.3.3.3</p>	<p>Tidak disyaratkan</p>
	<p>Ketika tidak dibutuhkan sengkang tertutup, sengkang dengan seismic hook pada kedua tumpuan harus diletakkan dengan jarak tidak lebih <math>d/2</math> panjang bentang</p> <p>1921.3.3.4</p>	<p>Zone 2 -sama kecuali seismic hook tidak dibutuhkan</p> <p>1921.8.4.3</p>
	<p>Tulangan transvesal harus juga dipakai untuk menahan desain shear force <math>V_u</math></p> <p>1921.3.4</p>	<p>Zone 2 - Tulangan transversal harus juga dipakai untuk menahan desain shear force sesuai 1921.8.3</p> <p>1921.8.3</p> <p>Zone 0 &amp; 1- memberikan tulangan transversal untuk geser dan torsi</p> <p>1911.5, 1911.6</p>



### 3.3 PERANCANGAN KOMPONEN STRUKTUR RANGKA YANG MENAHAN BEBAN LENTUR DAN AKSIAL


Tabel 3-5 berisi syarat perancangan untuk rangka yang terkena beban lentur dan axial.

Perancangan ini dipakai untuk struktur kolom dan bagian lain dari rangka yang memiliki beban faktor axial  $P_u > A_g \cdot f_c' / 10$

**TABEL 3.5 PERSYARATAN PERANCANGAN KOMPONEN STRUKTUR RANGKA YANG MENAHAN BEBAN LENTUR DAN AKSIAL**

	ZONE GEMPA 3 & 4	ZONE GEMPA 0,1 & 2
Umum	<p>Komponen rangka yang menahan beban lentur dan aksial harus memenuhi kondisi :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• gaya tekan aksial terfaktor <math>&gt; A_g \cdot f_c' / 10</math></li> <li>• dimensi penampang melintang terpendek <math>&gt; 12</math> in</li> <li>• ratio penampang melintang terpendek dengan dimensi penampang lainnya <math>\geq 0,4</math></li> </ul> <p>1921.4.1</p>	<p>Zone 2 – gaya tekan aksial berfaktor <math>&gt; A_g \cdot f_c' / 10</math></p> <p>1921.8.2</p> <p>Zone 0 &amp; 1 – tidak disyaratkan</p>
	<p>Kuat lentur dari kolom harus memenuhi :</p> $\Sigma M_e \geq (6/5) \Sigma M_g$ <p>dimana <math>\Sigma M_e</math> = jumlah dari momen pada tengah tumpuan sesuai desain kuat lentur dari kolom</p> <p><math>\Sigma M_g</math> = jumlah dari momen pada tengah tumpuan sesuai desain kuat lentur dari girder</p> <p>jika persyaratan ini tidak terpenuhi, kekuatan lateral dan kekakuan kolom tidak harus diperhatikan ketika menentukan kekuatan dan kekakuan dari sistem penahan gaya lateral; juga kolom harus mempunyai tulangan transversal sepanjang tingginya sesuai 1921.4.4 dan sesuai 1921.7</p> <p>1921.4.2</p>	Tidak disyaratkan
	<p>Ratio tulangan tidak boleh kurang dari 0,01 dan tidak boleh lebih 0,06</p> <p>1921.4.3.1</p>	<p>Ratio tulangan tidak boleh kurang dari 0,01 dan tidak boleh lebih 0,08</p> <p>1910.9</p>
	<p>Daerah penyambungan tidak digunakan hanya pada <math>1/2</math> panjang bentang, dan harus sebagai sambungan tarik dan mempunyai tulangan transversal pada seluruh tinggi kolom. Pengelasan dan penyambungan mekanikal harus sesuai 1921.2.6</p> <p>1921.4.3.2</p>	



Tulangan Transversal	<p>Panjang ( <math>l_o</math> ) tidak boleh kurang dari</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• tinggi bentang</li> <li>• 1/6 bentang bersih</li> <li>• 18 in</li> </ul> <p style="text-align: center;">1921.4.4.4</p>	<p>Zone 2 – panjang ( <math>l_o</math> ) sama dengan zone 3 &amp; 4, kecuali spasi max ( <math>s_o</math> ) pada panjangnya, dengan sengkang pertama diletakkan sejauh ( <math>s_o/2</math> ) dari muka tumpuan, tidak boleh lebih dari :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>h/2</math></li> <li>• 8 x diameter tulangan longitudinal terkecil</li> <li>• 24 x diameter tulangan transversal</li> <li>• 12 in</li> </ul> <p style="text-align: center;">1921.8.5.1</p>
	<p>Ratio tulangan spiral ( <math>\rho_s</math> ) tidak boleh kurang dari :</p> $\rho_s = 0,12 \frac{f_c'}{f_y h} \geq 0,45 \left( \frac{A_s}{A_c} - 1 \right) \frac{f_c'}{f_y h}$ <p style="text-align: center;">1921.4.4.1</p>	<p>Ratio tulangan spiral ( <math>\rho_s</math> ) tidak boleh kurang dari :</p> $\rho_s = 0,45 \left( \frac{A_s}{A_c} - 1 \right) \frac{f_c'}{f_y h}$ <p style="text-align: center;">1910.9.3</p>
	<p>Luas penampang tulangan hoop untuk penyaluran tidak boleh kurang dari :</p> $A_{sh} = 0,3 \left( \frac{s_h f_c'}{f_y h} \right) \left[ \left( \frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right]$ $A_{sh} = 0,09 \left( \frac{s_h f_c'}{f_y h} \right)$ <p style="text-align: center;">1921.4.4.1</p>	<p>Tulangan transversal harus dapat memenuhi persyaratan geser dan pendukung lateral untuk tulangan longitudinal</p>  <p style="text-align: center;">1907.10.5, 1911.1</p>
	<p>Tulangan transversal harus berjarak tidak lebih <math>h/4</math> atau 4 in</p> <p style="text-align: center;">1921.4.4.2</p>	<p>Tidak disyaratkan</p>
	<p>Kait silang atau legs of overlapping hoop harus tidak berjarak lebih dari 14 in ditengah garis longitudinal komponen struktur. Tulangan vertikal tidak boleh lebih jauh 6 in dari tulangan lateral</p> <p style="text-align: center;">1921.4.4.3, 1907.10.5.3</p>	<p>Tulangan vertikal tidak boleh lebih dari 6 in tulangan pendukung lateral</p> <p style="text-align: center;">1907.10.5.3</p>
	<p>Dimana tulangan transversal tidak dibutuhkan lagi, kolom harus berisi tulangan spiral atau tulangan sengkang dengan jarak spasi tidak lebih dari :</p> <p style="padding-left: 40px;">6 x diameter tulangan longitudinal</p> <p style="padding-left: 40px;">6 in</p> <p style="text-align: center;">1921.4.4.6</p>	<p>Zone 2 – tie spasi tidak lebih 2x spasi yang ditentukan pasal 1921.8.5.7</p> <p>Zone 0,1 – sama kecuali spasi max tidak boleh lebih dari :</p> <p style="padding-left: 40px;">16 x diameter tulangan longitudinal</p> <p style="padding-left: 40px;">48 x diameter tulangan transversal</p> <p style="padding-left: 40px;">dimensi penampang terkecil</p> <p style="text-align: center;">1907.10.5.2</p>
	<p>Jika kuat nominal ( <math>\Phi P_n</math> ) dari kolom kurang dari jumlah gaya geser ( <math>V_e</math> ) untuk rangka balok ke dalam kolom, yang dihitung dengan kuat momen probable, tulangan transversal harus sesuai kondisi seperti diatas.</p> <p style="text-align: center;">1921.4.4.7</p> <p>Tulangan transversal juga harus diprosesikan untuk menahan gaya geser ( <math>V_e</math> )</p> <p style="text-align: center;">1921.4.5</p>	<p>Zone 2 – tulangan transversal harus dapat menahan gaya geser sesuai 1921.8.3</p> <p>Zone 0 &amp; 1 tulangan transversal memenuhi geser</p> <p style="text-align: center;">1911.5.4, 1911.5.6</p>

	<p>Kolom sebagai komponen pendukung yang menerus seperti dinding, harus mempunyai tulangan transversal seperti spesifikasi pada pasal 1921.4.4.1 sampai 1921.4.4.3 pada seluruh tingginya, jika gaya tekan aksial terfaktor, termasuk pengaruh gempa lebih <math>A_g f_c' / 10</math>. Tulangan transversal ini harus ditambahkan ke dalam komponen sedikitnya menerus panjang penyaluran dari tulangan longitudinal pada kolom sesuai dengan 1921.5.4. jika kolom berakhir pada pondasi, tulangan transversal harus ada sepanjang 12 in ke dalam footing atau mat</p> <p>1921.4.4.5</p>	<p>Tidak disyaratkan</p>
--	--	--------------------------



### 3.4 PERANCANGAN SHEARWALL

Tabel 3.6 berisi perancangan untuk shearwall. Perancangan Shear Wall pada zone 2 tidak membutuhkan pendetailan khusus. Shearwall pada daerah gempa menengah dapat didesain dan dirancang dengan peraturan non gempa pada peraturan UBC 1997 ini.

**TABEL 3.6 PERSYARATAN PERANCANGAN SHEARWALL**

	Zone Gempa 3 & 4	Zone Gempa 0,1 & 2
Penulangan	Ratio tulangan tidak boleh kurang dari 0,0025 pada sumbu longitudinal dan transversal. Jika desain gaya geser $V_u \leq A_{ev} \sqrt{f_c'}$ , tulangan min disesuaikan dengan persamaan 1914.3 1921.6.2.1	Ratio tulangan vertikal min = 0,0012 utk tul No 5 = 0,0025 utk tul No 6 ratio tulangan horisontal min = 0,002 utk tul No 5 = 0,0025 utk tul No 6 1914.3
	Sedikitnya 2 jenis tulangan digunakan pada tembok jika pada gaya geser terfaktor pada tembok melebihi $2 A_{ev} \sqrt{f_c'}$ , 1921.6.2.2	Tembok dengan tebal min 10 in membutuhkan 2 jenis tulangan 1914.3.4
	Jarak spasi masing-masing tulangan tidak lebih dari 18 in 1921.6.2.1	Spasi tulangan tidak lebih dari 3 x tebal tembok 18 in 1914.3.5
	Semua tulangan menerus pada struktur wall, diaphragma, trust, strut, ties dan collector elemen harus dijangkar menurut syarat tulangan tarik sesuai 1921.5.4 1921.6.2.1	Panjang pengembangan, spasi dan angker untuk tulangan harus sesuai 1912, 1917, 1915
	Kecuali ketika $V_u$ pada tembok kurang dari $A_{ev} \sqrt{f_c'}$ , tulangan transversal ditiadakan pada akhir struktur wall tanpa boundary elemen harus mempunyai standar hook pada tulangan akhir atau harus tulangan tertutup dalam sengkang U dengan ukuran dan spasi yang sama, penyambungan dengan tulangan transversal. 1921.6.2.2	Tidak disyaratkan
	Detail boundary zone pada 1921.6.6.6 harus terpenuhi ketika kondisi yang sesuai 1921.6.6.4 tidak terpenuhi. Secara alternatif, boundary zone lebih diperlukan ketika tegangan tekan > 0,003 1921.6.6.4, 1921.6.6.5	



Boundary Element	<p>Perencanaan dimensi Boundary Zone :</p> <ol style="list-style-type: none"> <li>1. semua bagian boundary zone harus mempunyai tebal <math>lv/16</math> atau lebih</li> <li>2. boundary zone harus berdiri vertikal dengan jarak sama dengan panjang penyambungan dari tulangan vertikal terbesar dengan elevasi boundary zone di atasnya dimana persyaratan 1921.6.64 atau 1921.6.65 cocok. Pengecualian : tulangan boundary zone tidak ditambahkan diatas dasar boundary zone dengan jarak lebih besar dari <math>lw</math> atau <math>Mu/4Vu</math></li> <li>3. Boundary zone yang ditentukan dengan persyaratan</li> <li>4. Dalam bentuk I, L, C atau T boundary Zone pada akhir sayap efektif harus ditambahkan kurang lebih 12 in ke dalam badan</li> </ol> <p>Tulangan penyaluran :</p> <p>Semua tulangan vertikal dengan boundary zone harus tergabung dengan hoop atau kait silang dengan luas tidak kurang dari <math>Ash = 0,09 \frac{shc \cdot fc'}{fy}</math></p> <p>Hoop- kait silang harus mempunyai spasi vertikal tidak lebih dari 6 in atau 6 diameter dari tulangan vertikal terbesar dengan boundary zone</p> <p>Ratio panjang dengan lebar dari hoop tidak lebih dari 3. Semua hoop harus saling berlebih</p> <p>Kait silang dari hoop berlebih tidak boleh berjarak lebih dari 12 in sepanjang tembok</p> <p>Tulangan vertikal harus terdapat hoop atau kait silang pada sudutnya,</p> <p>Tulangan Horizontal :</p> <ol style="list-style-type: none"> <li>1. Semua tulangan horizontal yang ditentukan dengan boundary zone harus disambung menurut pasal 1921.6.2</li> <li>2. Tulangan horizontal tidak harus disambung dengan boundary zone.</li> </ol> <p style="text-align: center;">1921.6.6.6.</p> <p>Tulangan Vertikal :</p> <ol style="list-style-type: none"> <li>1. Tulangan vertikal harus memenuhi persyaratan tarik dan tekan</li> <li>2. Luas tulangan tidak boleh kurang <math>0,005 \times</math> luas boundary zone atau kurang dari 2 tulangan no 5 pada akhir boundary zone</li> <li>3. Panjang penyaluran dari tulangan vertikal dengan boundary zone harus menggunakan hoop dan kait silang confining lap splices tidak lebih dari 4 in</li> </ol> <p style="text-align: center;">1921.6.10.1</p>	Tidak disyaratkan
------------------	--	-------------------

Coupling Beam	<p>Untuk coupling beam dengan <math>l_n/d &gt; 4</math>, desain harus menurut persyaratan 1921.2 dan 1921.3 hal itu harus diijinkan waive persyaratan 1021.3.13 dan 1921.3.14, jika hal itu dapat ditunjukkan dengan analisa bahwa stabilitas lateral atau jika semua alternatif untuk menjaga kestabilan lateral terpenuhi.</p> <p>1921.6.10.1</p>	Tidak disyaratkan
	<p>Cupling beam dengan <math>l_n/d &lt; 4</math> diperbolehkan menggunakan macam penulangan yang berpotongan dengan tulangan diagonal yang simetris. Coupling beam dengan <math>l_n/d &lt; 4</math> dan dengan gaya geser terfaktor (<math>V_u</math>) lebih <math>4 f_c' b_w d</math> harus ditulangi dengan tulangan diagonal yang simetris dengan 2 yang saling berpotongan. Masing-masing harus terdiri dengan 4 tulangan assembled in core dengan dimensi lateral pada sisinya tidak kurang dari <math>b_w/2</math> atau 4 in. gaya geser (<math>\phi V_n</math>) dari coupling beam ditentukan dengan</p> $\phi V_n = 2 \phi f_y \sin a A_{vd} \leq 10 \phi \sqrt{f_c'} b_w d$ <p>dimana <math>a</math> = sudut antara tulangan diagonal dan tulangan longitudinal  <math>A_{vd}</math> = luas ruas dari masing-masing tulangan diagonal  <math>\phi = 0.85</math></p> <p>1921.6.10.2</p>	
	<p>masing-masing grup tulangan diagonal diletakkan tertutup dengan tulangan horisontal menurut 1921.4.41 sampai 1921.4.43 sebagai contoh menghitung <math>A_g</math> sesuai pers (10.6) dan (21.3) tebal min cover menurut 1907.7, diasumsikan lebih melebihi penulangan diagonal masing-masing kelompok.</p> <p>1921.6.10.3</p>	
	<p>Penulangan paralel dan transversal pada sumbu longitudinal harus memenuhi minimum sesuai 1910.5, 1911.0.9 dan 1911.8.10</p> <p>1921.6.10.4</p>	
	<p>Kontribusi tulangan diagonal kepada kuat lentur nominal dari coupling beam juga harus diperhatikan</p> <p>1921.6.10.5</p>	



Wall Pier	<p>Wall pier yang tidak didesain sebagai bagian SMRF harus mempunyai tulangan transversal sesuai persyaratan 1921.6.13.2 sedikitnya memenuhi 1921.7, persyaratan 1921.6.13.2 juga tidak perlu dipenuhi wall pier sepanjang garis tembok dengan story dimana bagian shearwall mempunyai pendukung lateral pada wallpier, dan bagian yang mempunyai kekakuan total kurang lebih 6 x jumlah kekakuan wall pier.</p>	Tidak disyaratkan
	<p>1921.6.13.1</p>	
	<p>Tulangan transversal harus didesain menahan gaya geser yang ditentukan 1921.4.5.1 dan 1921.3.4.2, ketika gaya tekan aksial, termasuk gaya kurang dari <math>A_g f_c / 20</math>. Tulangan transversal dalam wallpier mungkin mempunyai standar hook pada masing-masing bagian hoop. Spasi tulangan transversal tidak boleh lebih 6 in, tulangan transversal harus ada sepanjang tinggi pier sedikitnya panjang pengembangan tulangan longitudinal terbesar pada wall pier.</p> <p>1921.6.13.2</p> <p>Bagian tembok dengan panjang horisontal dengan tebal ratio kurang dari 2,5 didesain sebagai kolom.</p> <p>1921.6.13.3</p>	

### 3.5 DIAPRAGMA

Perancangan untuk diaphragma hampir sama dengan shearwall. Ratio tulangan minimum untuk struktur diaphragma diberikan pada 1907.12 dengan jarak spasi max 18 in (1921.6.21)

### 3.6 JOINT of FRAME

Kesatuan dari keseluruhan struktur gedung tergantung pada ketahanan pertemuan balok kolom. Penurunan dari join dapat menyebabkan deformasi lateral yang besar yang dapat menyebabkan keruntuhan. Untuk zone 0,1,2 pertemuan balok kolom tidak perlu spesial desain dan detailing seperti zone 3 dan 4. Meskipun juga perlu untuk didetail kusus sesuai dengan zone 3 dan 4



TABEL 3.7 PERSYRATAN PERANCANGAN JOINT OF FRAME

	Zone Gempa 3 & 4	Zone Gempa 0,1 & 2
Tul Longitudinal Balok	Tulangan longitudinal balok yang masuk pada kolom harus ada sejauh muka inti column dan diangker pada tarik menurut ps 1921.5.4 dan tekan menurut ps 1912 1921.5.1.3	Tidak disyaratkan
	Ketika balok longitudinal extend melalui joint, dimensi kolom paralel pada tulangan balok harus tidak kurang dari 20 x diameter tulangan longitudinal terbesar untuk beton normal dan 26 x diameter tulangan untuk beton ringan 1921.5.1.4	Tidak disyaratkan
Kuat geser	Kuat geser nominal dari joint tidak boleh melebihi gaya yang dihasilkan beton normal Untuk joint ke4 sisinya ..... $20 \sqrt{f_c'} A_j$ Untuk joint terdiri 3 dan 2 sisinya ..... $25 \sqrt{f_c'} A_j$ Untuk joint lainnya ..... $12 \sqrt{f_c'} A_j$ Dimana : A <sub>j</sub> = luas penampang efektif dengan joint terletak paralel dengan letak tulangan geser pada join. Tinggi joint harus melebihi tinggi dari kolom. Dimana balok rangka sebagai pendukung dari lebar yang besar. Lebar efektif dari join tidak boleh melebihi nilai terkecil dari : 1. Lebar balok ditambah tinggi join 2. 2 kali jarak terkecil dari axis longitudinal balok terhadap bagian kolom  Joint diyakini menjadi confined jika komponen rangka ke dalam semua tumpuan joint. Komponen rangka ke dalam tumpuan diyakini bisa memberikan penyaluran pada joint paling sedikit $\frac{3}{4}$ dari tumpuan yang joint ditutupi komponen rangka 1921.5.3	Meskipun disyaratkan, hal ini perlu untuk mengecek kuat geser dari joint pada zone 2. Gaya pada tulangan longitudinal balok diambil 1,0 f <sub>y</sub> daripada 1,25 f <sub>y</sub> seperti yang disyaratkan zone 3 & 4
	Dalam menentukan gaya geser pada joint , gaya pada tulangan balok longitudinal yang ada muka tumpuan joint harus dihitung dengan asumsi bahwa tulangan tarik lentur adalah 1,25 f <sub>y</sub> 1921.5.1.1	Tidak disyaratkan
Tulangan Transversal	Tulangan transversal hoop untuk akhir kolom pada joint sedikitnya joint bersatu dengan struktur rangka sesuai 1921.5.2.2. jika komponen rangka masuk ke 4 sisinya dari joint dan lebar komponen pada muka kolom kurang lebih $\frac{3}{4}$ lebar kolom, tulangan transversal dikurangi 50 % dari tulangan yang disyaratkan 1921.4.4], dengan tebal komponen terendah. Spasi tidak boleh lebih 6 in pada lokasi ini. 1921.5.2.1, 1921.5.2.2	Pada zone 2 juga diperlukan untuk meneruskan tulangan transversal pada akhir kolom melalui joint seperti kasus zone 3 & 4

### 3.7 PERANCANGAN KUAT GESER

Tabel 3-8 berisi perancangan kuat geser untuk komponen lentur, komponen lentur dan aksial, shearwall dan diaphragma. Hal ini penting untuk dicatat bahwa kebutuhan tulangan geser harus dibandingkan dengan tulangan penyaluran sehingga penyatuan tulangan dapat memenuhi kedua kriteria.

**TABEL 3.8 PERSYRATAN KUAT GESER**

	<b>ZONE 3 DAN 4</b>	<b>ZONE 0,1, 2</b>
<b>Komponen lentur</b>	<p>Desain gaya gempa (<math>V_e</math>) harus ditentukan dari gaya statis sebagai bagian komponen antara muka joint. Hal tersebut diasumsikan bahwa momen pada balok tumpuan sama dengan momen probable (<math>M_{pr}</math>) dan komponen dibebani dengan gaya gravitasi tributary sepanjang bentang. <math>M_{pr}</math> dihitung sebagai momen kapasitas balok dengan <math>f_s = 1,25 f_y</math> dan faktor reduksi = 1</p> <p>1921.3.4.1</p>	<p>Zone 2- 2 pilihan untuk menentukan kuat geser pada balok, kolom pelat 2 arah yaitu</p> <ol style="list-style-type: none"> <li>1. Sama seperti zone 3 dan 4 kecuali kuat nominal (<math>M_n</math>) digunakan daripada <math>M_{pr}</math></li> <li>2. Digunakan geser max dari desain kombinasi dengan pengaruh gempa (<math>E</math>)</li> </ol> <p>1921.8.3</p> <p>Zone 0,1 – didesain untuk gaya aktual terfaktor</p>
	<p>Jika gaya gempa mempengaruhi gaya geser <math>\frac{1}{2}</math> atau lebih dari kuat geser max yang dibutuhkan, kontribusi dari beton terhadap menahan geser kapasitas harus sama dengan nol jika gaya tekan axial terfaktor termasuk pengaruh gempa kurang dari <math>A_g f_c' / 20</math></p> <p>1921.3.4.2</p>	<p>Tidak disyaratkan</p>
<b>Komponen lentur dan aksial</b>	<p>Geser pada komponen rangka lentur dan axial harus ditentukan menggunakan kuat momen probable maximum dari komponen yang berhubungan dengan jarak beban axial terfaktor pada komponen. Komponen geser tidak butuh lebih dari penentuan kuat joint, didasarkan pada kuat momen probable dari komponen transversal rangka kepada joint. Desain gaya geser harus kurang dari gaya geser terfaktor yang ditentukan dari analisa struktur</p> <p>1921.4.5.1</p>	<p>Geser pada komponen rangka lentur dan axial ditentukan sama dengan komponen lentur</p>



Wall dan diaphragma	<p>Kuat geser nominal ( <math>V_n</math> ) untuk shearwall dan diaphragma ketika ( <math>h_w/l_w</math> ) adalah 2 atau lebih adalah</p> $V_n = A_{cv}(2\sqrt{f_c'} + \rho n f_y)$ <p>ketika <math>h_w/l_w</math> kurang dari 2</p> $V_n = A_{cv}(\alpha_c \sqrt{f_c'} + \rho n + f_y)$ <p><math>\alpha_c</math> bervariasi linier dari 3 untuk <math>h_w/l_w</math> 1,5 dan 2 untuk <math>h_w/l_w</math> 2,0</p> <p>1921.6.5.2, 1921.6.5.3</p>	<p>Kuat geser nominal ( <math>V_r</math> ) untuk shearwall dapat dihitung dengan metode</p> $V_c = 3,3\sqrt{f_c'}h_w.d + \frac{N_v.d}{A.l_w}$ <p>atau</p> $V_c = \left[ 0,6\sqrt{f_c'} + \frac{l_w \left( 1,25\sqrt{f_c'} + 0,2 \frac{N_v}{l_w.h} \right)}{\frac{M_v}{V_v} - \frac{l_w}{2}} \right] h_w.d$ $\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2} \geq 0$ <p>dimana <math>V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{S_x}</math></p> $V_n = V_c + V_s$ <p>1911.10</p>
	<p>Wall ( diaphragma ) harus mempunyai distribusi tulangan geser untuk memberikan ketahanan terhadap 2 arah orthogonal dalam wall ( diaphragma ). Jika ratio <math>h_w/l_w</math> tidak lebih dari 2, ratio tulangan ( <math>\rho_v</math> ) tidak kurang dari ratio tulangan ( <math>\rho_n</math> ).</p> <p>1921.6.5.5</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Ratio ( <math>\rho_n</math> ) tulangan geser horisontal terhadap luasan beton terhadap potongan vertikal tidak kurang dari 0,0025 1911.10.9.2</li> <li>Spasi tulangan geser horisontal tidak lebih <math>l_w/5</math>, 3h atau 18 in 1911.10.9.3</li> <li>Ratio tulangan minimum vertikal ( <math>\rho_n</math> ) sebagai fungsi <math>h_w/l_w</math> dan tulangan horisontal seperti ditunjukkan dibawah <math>\rho_n = 0,0025 + 0,3(2,5 - h_w/l_w) (\rho_n - 0,0025) &gt; 0,0025</math> 1911.10.9.4</li> <li>juga tulangan geser vertikal tidak lebih dari yang dibutuhkan tulangan horisontal</li> <li>Spasi tulangan geser vertikal ( <math>S_v</math> ) tidak lebih <math>l_w/3</math>, 3h atau 18 in 1911.10.9.5</li> </ul>
	<p>Kuat geser nominal dari semua wall pier berbagi gaya lateral harus diasumsikan tidak lebih <math>8 A_{cv} \sqrt{f_c'}</math>, dimana <math>A_{cv}</math> adalah luas penampang melintang dan kuat geser nominal dari wall pier itu sendiri tidak diasumsikan lebih <math>10 A_{cp} \sqrt{f_c'}</math>, dimana <math>A_{cp}</math> sebagai luas penampang dari pier</p> <p>1921.6.5.6</p>	<p>Tidak disyaratkan</p>
	<p>Kuat geser nominal dari tulangan segmen wall tidak diasumsikan melebihi <math>10 A_{cv} \sqrt{f_c'}</math> dimana <math>A_{cp}</math> sebagai luas penampang horisontal wall segment</p> <p>1921.6.5.7</p>	<p>Batasan ini juga untuk zone 0,1,2 kecuali <math>A_{cp}</math> diganti dengan <math>h \times d</math></p> <p>1911.10.3</p>





**TUGAS AKHIR**  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

**BAB IV**  
**PERANCANGAN DIMENSI**

## BAB IV

### PERANCANGAN DIMENSI

#### 4.1 BALOK

Batasan yang dipergunakan dalam perancangan dimensi balok adalah :

##### 1. Tinggi Balok

Tabel 19.C-1 UBC 97 membatasi tinggi minimum balok (  $h_{min}$  ) bila lendutan tidak dihitung yaitu :

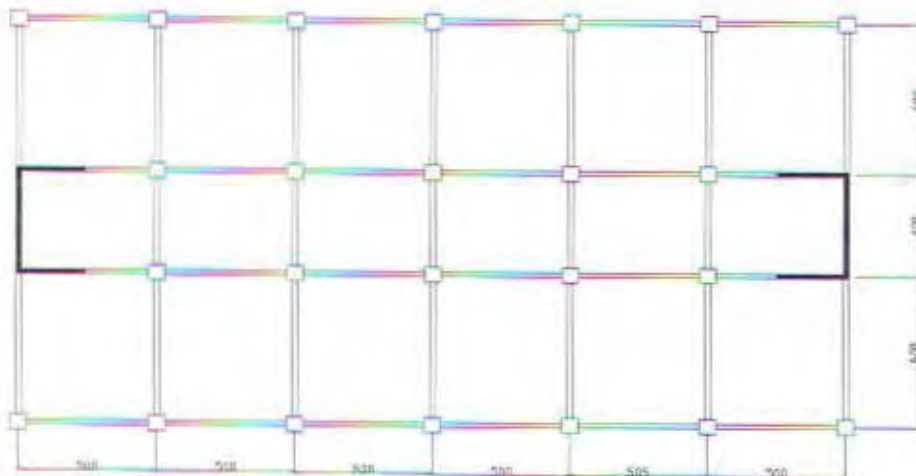
- balok diatas 2 tumpuan  $h_{min} = L/16$
- balok diatas 2 tumpuan menerus  $h_{min} = L/21$
- balok diatas 1 tumpuan menerus  $h_{min} = L/18,5$
- balok kantilever  $h_{min} = L/8$

batasan tinggi tersebut dikalikan dengan (  $0,4 + f_y/700$  ) jika  $f_y \neq 400$  Mpa

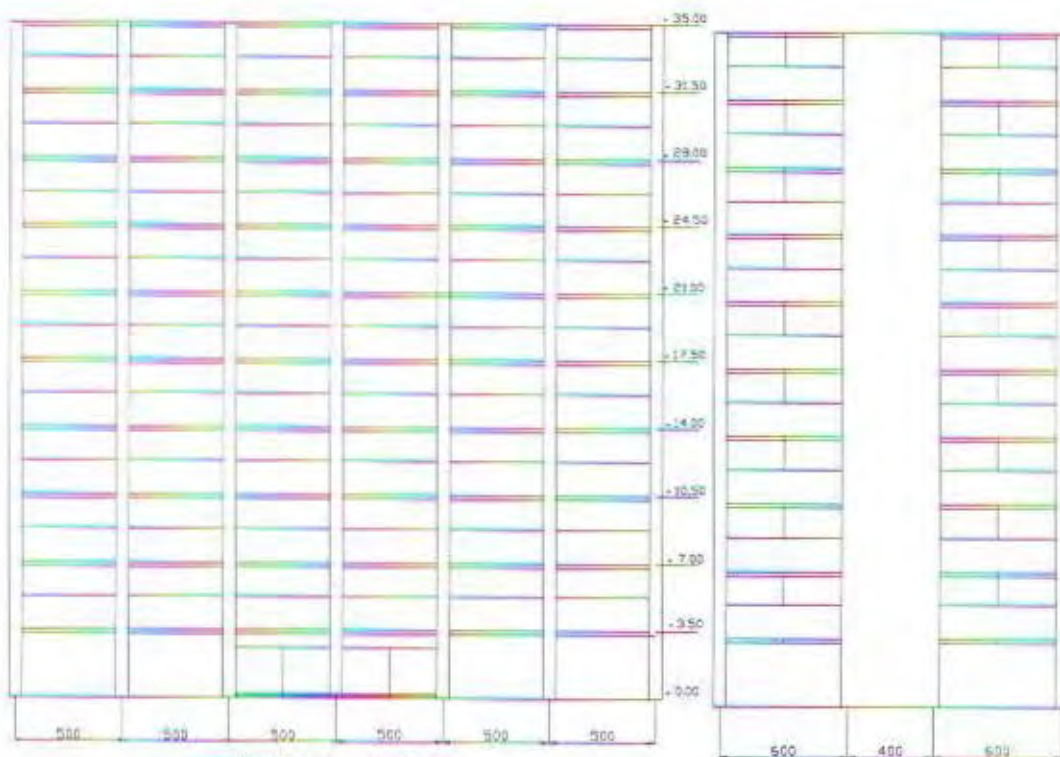
##### 2. Lebar Balok

Dalam UBC memberi ketentuan lebar balok pada struktur rangka yaitu :

- ratio dari lebar balok terhadap tinggi tidak boleh kurang dari 0,3
- lebar tidak boleh kurang dari
  - 250 mm
  - lebih dari komponen penumpu ( diukur dari bidang tegak lurus terhadap sumbu longitudinal dari komponen lentur ) ditambah jarak yang tidak melebihi  $\frac{3}{4}$  dari tinggi komponen lentur pada tiap sisi dari komponen penumpu.



DENAH PEMBALKAN  
SKALA 1 : 200



TAMPAK DEPAN  
SKALA 1:250

TAMPAK SAMPING  
SKALA 1:250



TABEL 4.1 Perancangan Dimensi Balok

balok	Bentang cm	Jenis perletakan	H min		H cm	B cm
			X (0,4+fy/700 )	cm		
B1	500	Dua tumpuan menerus	L/21	25	50	30
B2	400	Dua tumpuan menerus	L/21	25	50	30

## 4.2 PELAT

Type pelat dibedakan menjadi dua macam yaitu :

- pelat satu arah yaitu bila  $\beta = L_n/S_n > 2$
- pelat dua arah yaitu bila  $\beta = L_n/S_n < 2$

dimana :  $L_n$  = bentang panjang bersih

$S_n$  = bentang pendek bersih

TABEL 4.2 Penentuan Type Pelat

pelat	$L_n$ (cm)	$S_n$ (cm)	$\beta = L_n/S_n$	Type pelat
A	570	470	1,21	Pelat 2 arah
B	470	370	1,27	Pelat 2 arah

Pelat dua arah

Perancangan dimensi tebal pelat dua arah mengacu pada UBC 1997 pasal 1909.5.3.3 yang menyatakan tebal minimum pelat sebagai berikut :

- a. Untuk  $\alpha_m \leq 2$ , harus sesuai dengan pasal 1909.5.3.2

Dimana tebal minimum dari pelat tanpa balok interior yang menghubungkan tumpuannya harus memenuhi tabel 3.2.5 dan tidak boleh kurang dari

1. pelat tanpa drop panel tidak boleh kurang dari .....127 mm
2. pelat dengan drop panel tidak boleh kurang dari.....102 mm

- b. Untuk  $0,2 < \alpha_m < 2$  tebal pelat tidak boleh kurang dari :

$$h = \frac{\ln(0,8 + \frac{f_y}{1370})}{36 + 5\beta(\alpha_m - 0,2)}$$

tetapi tidak kurang dari 127 mm

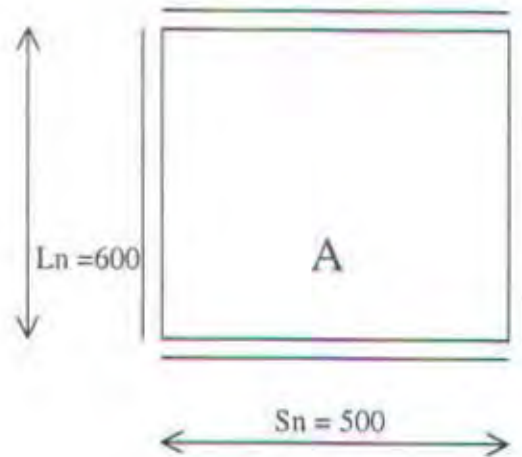
- c. Untuk  $\alpha_m > 2$  tebal pelat tidak boleh kurang dari

$$h = \frac{\ln(0,8 + \frac{f_y}{1370})}{36 + 9\beta}$$

tetapi tidak kurang dari 100 mm

**PERHITUNGAN TEBAL PELAT**

Contoh perhitungan tebal pelat



$$L_n = 600 - (30/2 + 30/2) = 570 \text{ cm}$$

$$S_n = 500 - (30/2 + 30/2) = 470 \text{ cm}$$

$$\beta = \frac{L_n}{S_n} = \frac{570}{470} = 1,2 < 2$$

$$\beta_s = \frac{570 + 570 + 470 + 470}{570 + 570 + 470 + 470} = 1$$

Balok Interior 30 / 50



UBC 97 pasal 1908.10 menyatakan :

$$b_e \leq \frac{1}{4} L = 150 \text{ cm}$$

$$b_e \leq b + 8t = 150 \text{ cm}$$

$$b_e \leq \frac{1}{2} L_n = 300 \text{ cm}$$

maka diambil yang terkecil  $b_e = 150 \text{ cm}$

$$K = \frac{1 + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1\right)\left(\frac{t}{h}\right)\left(4 - 6\left(\frac{t}{h}\right) + \left(\frac{t}{h}\right)^2\right) + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1\right)\left(\frac{t}{h}\right)^3}{1 + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1\right)\left(\frac{t}{h}\right)}$$



$$K = 1,54$$

$$I_{\text{balok}} = 1/12 \cdot K \cdot b_w \cdot h^3 = 1/12 \cdot 1,54 \cdot 30 \cdot 50^3 = 481.1250 \text{ cm}^4$$

$$I_{\text{slab}} = 1/12 \cdot b_s \cdot t^3 = 1/12 \cdot 600 \cdot 13^3 = 109850 \text{ cm}^4$$

$$\alpha = I_b/I_s = 4,38$$

Balok Eksterior 30/50



UBC 97 pasal 1908.10 menyatakan :

$$b_e \leq 1/12 L = 50 \text{ cm}$$

$$b_e \leq b + 6t = 120 \text{ cm}$$

$$b_e \leq 1/12 L_n = 50 \text{ cm}$$

maka diambil yang terkecil  $b_e = 50 \text{ cm}$

$$K = \frac{1 + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1\right)\left(\frac{t}{h}\right)\left(4 - 6\left(\frac{t}{h}\right) + \left(\frac{t}{h}\right)^2\right) + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1\right)\left(\frac{t}{h}\right)^3}{1 + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1\right)\left(\frac{t}{h}\right)}$$

$$K = 1,23$$

$$I_{\text{balok}} = 1/12 \cdot K \cdot b_w \cdot h^3 = 1/12 \cdot 1,23 \cdot 30 \cdot 50^3 = 384.375 \text{ cm}^4$$

$$I_{\text{slab}} = 1/12 \cdot b_s \cdot t^3 = 1/12 \cdot 600 \cdot 13^3 = 109.850 \text{ cm}^4$$

$$\alpha = I_b/I_s = 3,5$$

sehingga diperoleh besarnya  $\alpha_m$

$$\alpha_m = 1/4 (\alpha_1 + \alpha_2 + \alpha_3 + \alpha_4)$$

$$= 1/4 (4,38 + 4,38 + 4,38 + 3,5)$$

$$= 4,16 > 2$$

maka kontrol tebal pelat :

$$h_{min} = \frac{\ln(0,8 + \frac{f_y}{1370})}{36 + 5\beta(\alpha_m - 0,2)}$$

$$h_{min} = \frac{600(0,8 + \frac{320}{1370})}{36 + 5\beta(\alpha_m - 0,2)} = 12,36 < 13 \text{ cm OK}$$

#### Pelat atap

Untuk tebal pelat atap diasumsikan sama dengan tebal pelat lantai yaitu 13 cm

### 4.3 KOLOM

Perencanaan dimensi kolom mengacu kepada pasal 1910.3.5 UBC 97.

Tinjauan dilakukan terhadap kolom paling bawah yang menerima beban terbesar .

$$\phi P_n \leq 0,8\phi(0,85(A_g - A_s)fc' + A_s f_y)$$

$$\frac{\phi P_n}{bh} \leq 0,8\phi \left[ 0,85 \left( \frac{A_g}{bh} - \frac{A_s}{bh} \right) fc' + \frac{A_s}{bh} f_y \right]$$

$$\frac{P_u}{bh} \leq 0,8\phi(0,85(1 - \rho)fc' + \rho f_y)$$

$$bh \geq \frac{P_u}{0,8\phi(0,85(1 - \rho)fc' + \rho f_y)}$$

dimana  $\rho = 2\%$  ( asumsi )

$$\phi = 0,70$$

#### 4.3.1 Pembebanan :

##### a. Beban dari Pelat Atap

- Beban mati:

$$- \text{ Berat sendiri pelat} = 0,13 \times 2400 = 336 \text{ kg/m}^2$$

$$- \text{ Plafond + pengantung} = 18 \text{ kg/m}^2$$

- Instalasi pipa dan AC = 50 kg/m<sup>2</sup>
- Finishing beton = 0,01 x 2200 = 22 kg/m<sup>2</sup>
- Aspal = 0,001 x 1400 = 14 kg/m<sup>2</sup> +

$$\text{Beban mati total (D)} = 440 \text{ kg/m}^2$$

• Beban hidup :

- Beban hidup perkantoran = 100 kg/m<sup>2</sup>
- Beban akibat air hujan = 40 kg/m<sup>2</sup> +

$$\text{Beban hidup total (L)} = 140 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Beban Ultimate } q_u = 1,4 D + 1,7 L$$

$$= 1,4 \times 440 + 1,7 \times 140 = 854 \text{ kg/m}^2$$

b. Beban dari Pelat Lantai

• Beban mati ( D ) :

- Berat sendiri pelat = 0,13 x 2400 = 336 kg/m<sup>2</sup>
- Plafond + pengantung = 18 kg/m<sup>2</sup>
- Instalasi pipa dan AC = 50 kg/m<sup>2</sup>
- Finishing beton = 0,03 x 2200 = 72 kg/m<sup>2</sup>
- Spesi = 0,03 x 2100 = 63 kg/m<sup>2</sup> +

$$\text{Beban mati total (D)} = 539 \text{ kg/m}^2$$

• Beban hidup ( L ) :

- Beban hidup perkantoran = 250 kg/m<sup>2</sup> +

$$\text{Beban hidup total (L)} = 250 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Beban Ultimate } q_u = 1,4 D + 1,7 L$$

$$= 1,4 \times 539 + 1,7 \times 250 = 1154,6 \text{ kg/m}^2$$



## c. Beban dari Balok

$$\text{Balok } 30/50 = 0,30 \times 0,50 \times 2400 = 360 \text{ kg/m}^2$$

## 4.3.2 Perencanaan Dimensi Kolom

Beban yang diterima :

- pelat atap =  $30 \text{ m}^2 \times 854 = 25\,620 \text{ kg}$
- pelat lantai =  $30 \text{ m}^2 \times 9 \times 1154 = 311\,580 \text{ kg}$
- balok =  $11 \text{ m}^2 \times 360 = 3\,960 \text{ kg}$
- kolom =  $b \times h \times 2400 \times 35 \text{ m} = 84\,000 \text{ kg} +$

$$P_u = 341\,160 + 84\,000 \text{ bh}$$

$$bh \geq \frac{341\,160 + 84\,000bh}{0,8 \times 0,7 (0,85 \times (1 - 0,02) \times 30 \times 10^5 + 0,02 \times 320 \times 10^5)}$$

$$163\,2280 \text{ bh} \geq 341\,160 + 84\,000 \text{ bh}$$

$$129\,1120 \geq 84\,000 \text{ bh}$$

$$bh \geq 0,22$$

$$b \geq 0,46 \sim 0,50 \text{ m (kolom bujur sangkar)}$$



**TUGAS AKHIR**  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

**BAB V**  
**PERANCANGAN STRUKTUR SEKUNDER**

## BAB V

### ANALISA STRUKTUR SEKUNDER

#### 5.1 PERENCANAAN PELAT.

##### 5.1.1 Umum

Pelat direncanakan untuk menerima beban mati (D) yang merupakan berat sendiri pelat dan unsur – unsur diatasnya, dan beban hidup (L) yang diatur dalam UBC 1997 tabel 16 -A dan 16 - C berdasarkan fungsi gedung.

Pelat yang akan diuraikan berikut ini adalah pelat lantai 1 sampai 9 dan pelat atap. Kombinasi yang dipakai sesuai dengan pasal 1909.2.1. UBC 1997.

yaitu :  $U = 1,4D + 1,7L$

##### 5.1.2 Data Perencanaan

- Mutu beton  $f_c' = 30 \text{ Mpa}$
- Mutu baja  $f_y = 400 \text{ Mpa}$
- Tebal pelat yang direncanakan = 14 cm
- Diameter tulangan direncanakan :

Tulangan arah x menggunakan D-10

Tulangan arah y menggunakan D-10

Tulangan susut dan tulangan pembagi D-8

- Decking atap ( 40 mm )
- Decking lantai ( 20 mm )
- $\beta_1 = 0,85$
- $\phi = 0,8$



### 5.1.3 Pembebanan pelat.

Pembebanan pelat terdiri dari 2 yaitu beban mati dan beban hidup. Kombinasi pembebanan yang ditinjau sesuai dengan UBC'97 pasal 1909.2

#### a. Pelat atap

- Beban mati:

- Berat sendiri pelat =  $0,13 \times 2400$  = 336 kg/m<sup>2</sup>
- Plafond + pengantung = 18 kg/m<sup>2</sup>
- Instalasi pipa dan AC = 50 kg/m<sup>2</sup>
- Finishing beton =  $0,01 \times 2200$  = 22 kg/m<sup>2</sup>
- Aspal =  $0,001 \times 1400$  = 14 kg/m<sup>2</sup>

Beban mati total (D) = 440 kg/m<sup>2</sup>

- Beban hidup :

- Beban hidup perkantoran = 100 kg/m<sup>2</sup>
- Beban akibat air hujan = 40 kg/m<sup>2</sup>

Beban hidup total (L) = 140 kg/m<sup>2</sup>

Beban Ultimate  $q_u = 1,4 D + 1,7 L$

$$= 1,4 \times 440 + 1,7 \times 140 = 854 \text{ kg/m}^2$$

#### b. Pelat lantai

- Beban mati ( D ) :

- Berat sendiri pelat =  $0,13 \times 2400$  = 336 kg/m<sup>2</sup>
- Plafond + pengantung = 18 kg/m<sup>2</sup>
- Instalasi pipa dan AC = 50 kg/m<sup>2</sup>
- Finishing beton =  $0,03 \times 2200$  = 72 kg/m<sup>2</sup>
- Spesi =  $0,03 \times 2100$  = 63 kg/m<sup>2</sup>

Beban mati total (D) = 539 kg/m<sup>2</sup>

- Beban hidup ( L ) :

$$- \text{Beban hidup perkantoran} = 250 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Beban hidup total (L)} = 250 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Beban Ultimate } q_u = 1,4 D + 1,7 L$$

$$= 1,4 \times 539 + 1,7 \times 250 = 1154,6 \text{ kg/m}$$

#### 5.1.4 Permodelan dan Analisa Momen pada Pelat

Pada permodelan pelat dalam tugas akhir ini , pelat dianggap terjepit elastis pada keempat sisinya. Hal ini disebabkan pada tepi-tepi pelat terjadi perputaran sudut. Pertimbangan lain asumsi ini adalah bila pelat dianggap jepit penuh maka momen-momen yang terjadi sebagian besar akan diterima oleh tumpuan sehingga momen lapangan lebih kecil. Padahal sebenarnya tepi pelat dapat berputar.

Untuk penentuan besarnya momen-momen yang terjadi akibat beban merata dianalisa dengan menggunakan *tabel 13.3.1 PBI 1971*.

Langkah –langkah mencari momen dengan tabel 13.3.1 :

- ♦ Dihitung beban – beban yang bekerja pada pelat (  $q_u \text{ kg/m}^2$  )
- ♦ Dihitung dimensi bentang pelat :  $L_n$  &  $L_n$
- ♦ Dihitung  $L_y/L_x$  & dicari koefisien momen  $C_x$  &  $C_y$  pada tabel PBI 71
- ♦ Dihitung momen yang terjadi :

$$M_{lx} = -M_{tx} = 0,001 q_u L_{nx}^2 C_x$$

$$M_{ly} = -M_{ty} = 0,001 q_u L_{ny}^2 C_y$$

### 5.1.5 Penulangan Pelat

Langkah – langkah dalam perhitungan penulangan lentur adalah sebagai berikut :

1. Diberi data  $f_c'$ ,  $f_y$ , decking,  $M_u$
2. Tetapkan harga batasan- batasan tulangan  $\rho_b$ ,  $\rho_{maks}$  dan  $\rho_{min}$  :

$$\rho_{balance} = \rho_b = \frac{0,85 \times \beta_{1x} \cdot f_c'}{f_y} \left[ \frac{600}{600 + f_y} \right]$$

$$\rho_{maks} = 0,75 \times \rho_{balance}$$

$$\rho_{min} = 1,4 / f_y$$

$$\text{sehingga } \rho_{min} < \rho_{ada} < \rho_{maks}$$

3. Hitung perbandingan tulangan yang dibutuhkan

$$\rho = \frac{0,85 f_c'}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2k}{0,85 \cdot f_c'}} \right)$$

$$k = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2}$$

4. Hitung luas tulangan yang diperlukan serta pilih jarak tulangan

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d$$

$$A_{susut} = 0,0002 \times b \times t$$



### CONTOH PERHITUNGAN PENULANGAN PELAT

Perhitungan penulangan pelat tipe a lantai 1-9 dengan asumsi perletakan jepit elastis

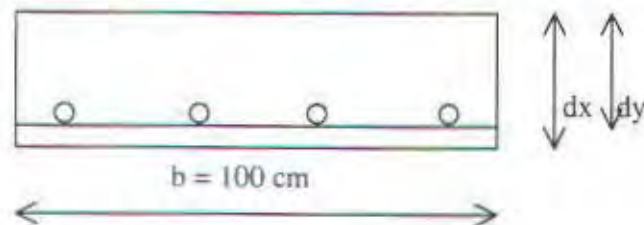


Moment-momen pada pelat sesuai dengan PBI'71 tabel 13.3.2 :

$$\begin{aligned} M_{lx} = -M_{ry} &= 0,001 \times q_u \times Lx^2 \times (Cx) \\ &= 0,001 \times 1154 \times 6^2 \times 36 = 1495,58 \text{ kg m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{ly} = -M_{rx} &= 0,001 \times q_u \times Lx^2 \times (Cy) \\ &= 0,001 \times 1154 \times 6^2 \times 36 = 1495,58 \text{ kg m} \end{aligned}$$

diameter tulangan yang direncanakan D-10, dengan tebal selimut beton = 20 mm.



$$\begin{aligned} dx &= t - \text{deking} - \frac{1}{2} \phi \\ &= 130 - 20 - 5 \\ &= 105 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} dy &= t - \text{deking} - \phi - \frac{1}{2} \phi \\ &= 130 - 20 - 10 - 5 \\ &= 95 \text{ mm} \end{aligned}$$

Untuk mutu beton  $f_c' = 30$  Mpa, mutu baja  $f_y = 320$  Mpa

$$\rho_{balance} = \frac{0,85 \cdot \beta_1 \cdot f_c'}{f_y} \times \frac{600}{(600 + f_y)}$$

$$\rho_{balance} = \frac{0,85 \cdot 0,85 \cdot 25}{320} \times \frac{600}{(600 + 320)}$$

$$= 0,044$$

Berdasarkan UBC '97 pasal 1910.3.3

$$\rho_{max} = 0,75 \cdot \rho_{bal}$$

$$= 0,75 \cdot 0,044$$

$$= 0,033$$

Berdasarkan UBC '97 pasal 1910.5

$$\rho_{min} = 1,4 / f_y$$

$$= 1,4 / 320$$

$$= 0,004375$$

**a. Penulangan tumpuan dan lapangan arah x**

$$M_u = 1495,4 \text{ Nmm}$$

$$d_x = 105 \text{ mm}$$

$$k = \frac{M_u}{\phi b \cdot (d_x)^2}$$

$$= 1,4 \text{ Mpa}$$

$$\rho = \frac{0,85 \cdot f_c'}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2k}{0,85 \cdot f_c'}} \right)$$

$$\rho = 0,0045$$

$$\begin{aligned}
 As \rho &= \rho_{min} \times b \times dx \\
 &= 0,0045 \times 1000 \times 105 \\
 &= 472,5 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

pakai tulangan D12-200 As terpakai = 565 mm<sup>2</sup>

**b. Penulangan lapangan dan tumpuan arah y**

$$Mu = 1495,6 \text{ Nmm}$$

$$dy = 95 \text{ mm}$$

$$k = \frac{Mu}{\theta \cdot b \cdot (dx)^2}$$

$$= 1,8 \text{ Mpa}$$

$$\rho = \frac{0,85 \cdot f_c'}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot k}{0,85 \cdot f_c'}} \right)$$

$$\rho = 0,0058$$

$$\begin{aligned}
 As \rho &= \rho_{min} \times b \times dx \\
 &= 0,0058 \times 1000 \times 95 \\
 &= 551 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

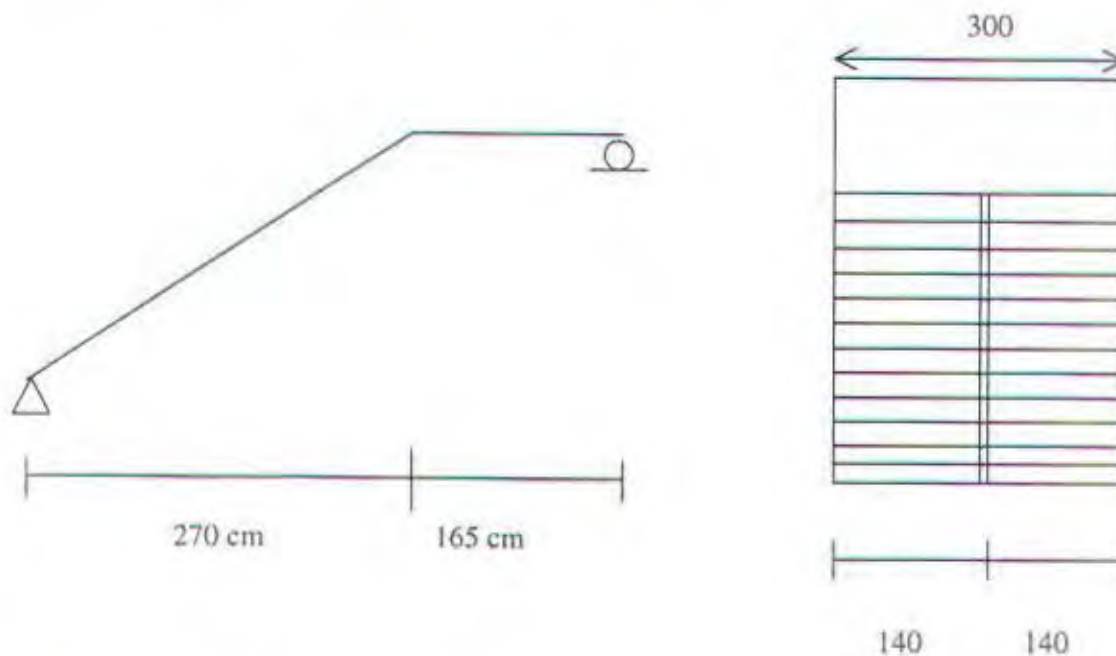
pakai tulangan D12-200 As terpakai = 565 mm<sup>2</sup>



## 5.2. PERENCANAAN TANGGA

### 5.2.1 Umum

Tangga pada perencanaan ini didesain dengan tipe dan ukuran yang sama. Perhitungan tangga dimodelkan sebagai dimana ujung perletakan pada pelat dianggap sebagai sendi dan perletakan bordes dianggap rol dengan anggapan tangga merupakan unsur sekunder yang tidak mempengaruhi kekuatan struktur secara keseluruhan.



### 5.2.2 Preliminary desain

Adapun data yang digunakan adalah :

- Mutu beton  $f_c'$  = 30 Mpa
- Mutu baja tulangan  $f_y$  = 320 Mpa
- Elevasi tangga = 175 cm
- Lebar tangga = 140 cm
- Lebar bordes = 115 cm
- Tebal pelat dasar tangga = 13 cm



- Tinggi injakan = 18 cm
- Lebar injakan = 20 cm
- Kemiringan tangga =  $\text{arc tg} ( 19/20 ) = 20,95 < 40$  OK
- Jumlah injakan =  $175/18 = 9,2 \sim 10$  buah

### 5.2.3 Pembebanan pada tangga

#### a. Pelat Tangga

beban mati :

$$\text{berat sendiri : } 0,2165 \times 2400 / \cos 32,25 = 597,23$$

$$\text{tegel dan spesi : } 3 \times ( 24 + 21 ) = 135$$

$$\text{DL} = 732,23$$

$$\text{Beban Hidup} \quad \text{LL} = 400$$

Beban berfaktor total :

$$q_u = 1,4 \times 732,23 + 1,7 \times 300 = 1535,18 \text{ kg/cm}$$

#### b. Pelat Bordes

Beban Mati :

$$\text{berat sendiri : } 0,13 \times 2400 / \cos 32,25 = 312$$

$$\text{tegel dan spesi : } 3 \times ( 24 + 21 ) = 135$$

$$\text{DL} = 441$$

$$\text{Beban Hidup:} \quad \text{LL} = 300$$

Beban berfaktor total :

$$q_u = 1,4 \times 732,23 + 1,7 \times 300 = 1535,18 \text{ kg/cm}$$

### 5.2.4 Perhitungan Gaya Dalam

Untuk mendapat gaya dalam tangga dipakai program bantu SAP'90 dengan perletakan tangga dimodelkan sebagai elemen frame. Dalam perhitungan SAP'90 beban yang dipakai adalah beban merata yang sesuai dengan spesifikasi, adapun beban yang dipakai adalah :

$$q \text{ tangga} = 1535,18 \text{ kg/cm}$$

$$q \text{ bordes} = 1535,18 \text{ kg/cm}$$

Struktur tangga dengan perletakan rol pada bordes dan perletakan sendi pada ujung tangga lainnya.

### 5.2.5 Penulangan Tangga

Data- data perencanaan sebagai berikut :

- Tebal pelat bordes = 13 cm
- Penutup beton = 20 mm
- Tulangan pokok = D12
- Luas tulangan =  $1,13 \text{ cm}^2$
- $D = 130 - 20 - (0,5 \times 12) = 104 \text{ mm}$
- $\phi = 0,8$

dari hasil analisa SAP 90 diperoleh :

$$M_u = 1469,78 \text{ Nmm}$$

$$M_n = M_u / \phi = 1729,15 \text{ Nmm}$$

$$\rho_{\text{balance}} = \frac{0,85 \cdot 0,85 \cdot 25}{320} \times \frac{600}{(600 + 320)} = 0,0441$$

$$\rho_{\text{maks}} = 0,75 \times \rho_{\text{balance}} = 0,0244$$

$$\rho_{\text{min}} = 1,4 / f_y = 0,004375$$



$$k = \frac{Mu}{\theta \cdot b \cdot (dx)^2}$$

$$= 2,54 \text{ Mpa}$$

$$\rho = \frac{0,85 \cdot f_c'}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot k}{0,85 \cdot f_c'}} \right)$$

$$\rho = 0,0084$$

$$As \rho = \rho \text{ min} \times b \times dx$$

$$= 0,0084 \times 1000 \times 104$$

$$= 714 \text{ mm}^2$$

pakai tulangan D19 - 250 As terpakai = 1134,1 mm<sup>2</sup>

#### 5.5.1.2 Penulangan Geser

dari analisa SAP 90 diperoleh Vu = 2,5 t

$$\phi V_c = 1/6 \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d$$

$$= 5,1 \text{ ton}$$

$$\phi V_c > V_u \text{ (tidak perlu tulangan geser)}$$

Untuk menanggulangi susut pada beton, maka dipasang tulangan susut yang juga berfungsi sebagai tulangan pembangi = D10-250

### 5.2.6 Pelat Tangga

Data- data perencanaan sebagai berikut :

- Tebal pelat bordes = 13 cm
- Penutup beton = 20 mm
- Tulangan pokok = D12
- Luas tulangan = 1,13 cm<sup>2</sup>
- D = 130 - 20 - ( 0,5 x 12 ) = 104 mm
- $\phi$  = 0,8

dari hasil analisa SAP 90 diperoleh :

$$M_u = 1469,78 \text{ Nmm}$$

$$M_n = M_u / \phi = 1729,15 \text{ Nmm}$$

$$\rho_{balance} = \frac{0,85 \cdot 0,85 \cdot 25}{320} \cdot x \frac{600}{(600 + 320)} = 0,0441$$

$$\rho_{maks} = 0,75 \times \rho_{balance} = 0,02438$$

$$\rho_{min} = 1,4 / f_y = 0,004375$$

$$k = \frac{M_u}{\theta \cdot b \cdot (dx)^2}$$

$$= 2,54 \text{ Mpa}$$

$$\rho = \frac{0,85 \cdot f_c'}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot k}{0,85 \cdot f_c'}} \right)$$

$$\rho = 0,0084$$

$$A_s \rho = \rho_{min} \times b \times dx$$

$$= 0,0084 \times 1000 \times 104$$

$$= 714 \text{ mm}^2$$

pakai tulangan D19 - 250  $A_s$  terpakai = 1134,1 mm<sup>2</sup>

### 5.2.6.1 Penulangan Geser

dari analisa SAP 90 diperoleh  $V_u = 2,5 \text{ t}$

$$\phi V_c = 1/6 \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d$$

$$= 5,1 \text{ ton}$$

$$\phi V_c > V_u \text{ (tidak perlu tulangan geser)}$$

Untuk menanggulangi susut pada beton, maka dipasang tulangan susut yang juga berfungsi sebagai tulangan pembangi = D10-250





**TUGAS AKHIR**  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

**BAB VI**  
**ANALISA STRUKTUR UTAMA**

## BAB VI

### ANALISA STRUKTUR UTAMA

#### 6.1 DATA PERENCANAAN

##### 6.1.1 Data Umum Perencanaan

Nama gedung	: gedung fiktif
Fungsi gedung	: perkantoran
Jumlah lantai	: 10 lantai
Ketinggian perlantai	: 3,5 m
Tinggi gedung	: 35 m
Sistem gedung	: dual sistem
Bahan bangunan	: beton bertulang
Zone gempa	: zone 3 Indonesia ( zone 2B UBC '97 )
Pondasi	: tiang pancang

##### 6.1.2 Data Material Bangunan

Beton  $f_c' = 30 \text{ Mpa}$

Baja  $f_y = 390 \text{ Mpa}$

##### 6.1.3 Data Tanah

Data tanah berupa hasil sondir dan boring dengan memperlihatkan jenis tanah yang sebagian besar terdiri dari lempung dan sedikit pasir yang berupa lensa. Dari hasil data tanah diatas menyebabkan dibutuhkan pondasi dalam memikul struktur.

## 6.2 PEMBEBANAN

### 1. Beban Mati

Beban mati yang diperhitungkan berdasarkan UBC '97 adalah semua bagian dari gedung yang bersifat tetap, termasuk semua unsur tambahan dan peralatan.

Beton	: 2200 kg/m <sup>2</sup>
Beton bertulang	: 2400 kg/m <sup>2</sup>
Spesi	: 2100 kg/m <sup>2</sup>
Dinding ½ bata	: 250 kg/m <sup>2</sup>
Dinding partisi	: 22 kg/m <sup>2</sup>
Plafond dan pengantung	: 18 kg/m <sup>2</sup>
Tegel	: 2200 kg/m <sup>2</sup>
Aspal	: 2100 kg/m <sup>2</sup>

### 2. Beban Hidup

Beban hidup yang diperhitungkan mencakup semua beban akibat penghunian gedung termasuk semua barang pada ruangan yang bersifat tidak tetap :

Lantai perkantoran : 250 kg/m<sup>2</sup>

### 3. Faktor Reduksi Beban Hidup

R = reduksi beban hidup

$$R = Lo \left[ 0,25 + 4,57 \left( \frac{1}{\sqrt{A_j}} \right) \right]$$

Lo = desain beban hidup taktereduksi/m<sup>2</sup> luas dari komponen penumpu

Aj = area yang berpengaruh dalam m<sup>2</sup>. Area Aj adalah 4 kali luas tributary area dari kolom, atau 2 kali luas tributary area balok, atau sama dengan batas area pelat 2 arah, atau sama dengan tebal sayap penuh dari T beam



#### 4. Beban Angin

Pada perencanaan ini pengaruh beban angin yang bekerja diabaikan karena letak bangunan yang terletak berhimpitan dengan gedung lain.

#### 5. Beban gempa

Beban gempa diperhitungkan berdasarkan UBC 97 untuk wilayah Zone 2B peta wilayah USA atau zone 3 peta gempa Indonesia.

### 6.3 PERATURAN YANG DIPAKAI

Peraturan standar yang dipakai dalam perancangan struktur gedung dengan sistem Dual Sistem dengan IMRF ini adalah Uniform Building Code 1997 (UBC '97).

### 6.4 TINJAUAN UMUM SOFTWARE ETABS

Dalam menganalisa struktur gedung pada tugas akhir ini penulis menggunakan program komputer ETABS ( Extended Three Dimensional Analysis of Building System) yang memperhitungkan pengaruh diafragma kaku. Alasan dipakainya software ETABS ini yaitu :

- ❖ Pada solusi akhir nya terdapat koordinat dari Pusat Massa dan Pusat Kekakuan yang sangat diperlukan untuk menganalisa eksentrisitas dari bangunan gedung yang direncanakan
- ❖ Terdapat Lateral Story Inersia Force yang diperlukan untuk menghitung Momen puntir dari bangunan yang direncanakan. Dimana bekerjanya lateral story inersia force tepat pada pusat massa.
- ❖ Terdapat pemodelan pengaruh gaya gempa terhadap gedung bertingkat yang berupa komponen deformasi kebebasan yaitu translasi x dan y serta rotasi

Konsep dasar yang digunakan software ETABS dalam menganalisa struktur adalah :

1. ETABS memandang sistem struktur bangunan sebagai suatu rangkaian elemen frame 3 dimensi, terdiri dari balok dan kolom yang dihubungkan oleh lantai pada tiap levelnya.
2. Lantai pada setiap level dimodelkan sebagai suatu diaphragma dengan kekakuan yang tak terhingga dalam arah lateral ( bidang X-Y ). Lantai diaphragma ini mengikat semua garis kolom yang terdapat dalam frame, sehingga sebuah kolom line tidak dapat berpindah relatif terhadap sesamanya ( arah X atau Y )
3. Harus ditetapkan letak satu titik acuan global yang merupakan titik pangkal dari sumbu X dan Y global yang berlaku untuk setiap level dalam frame. Semua garis kolom ditentukan dari titik ini.
4. Struktur dapat terdiri dari beberapa frame yang terletak pada lokasi yang berbeda dalam denah struktur. Untuk frame yang mempunyai bentuk geometri dan pembebanan yang sama cukup disiapkan satu set data frame saja. Dengan kata lain, satu set data frame dapat diperuntukkan bagi frame di lokasi lain yang memiliki kesamaan bentuk geometri dan pembebanan.
5. ETABS tidak menganalisa struktur dengan menggunakan perhitungan geometri dari as ke as. Perumusan kekakuan balok dan kolom menganggap bahwa tidak terjadi deformasi didalam daerah rigid end offset, yaitu daerah dari titik kumpul ke permukaan perletakan. Dengan demikian semua gaya dalam yang terjadi berada diluar daerah rigid end offset
6. Load condition adalah macam-macam beban yang berdiri sendiri terdiri dari
  - Beban statis vertikal ( terdiri dari kondisi I, II, III )
  - Beban statis lateral ( terdiri dari kondisi A, B, C )
  - Beban dinamis ( terdiri dari kondisi D1 dan D2)
7. Sedangkan Load Case adalah kombinasi linier dari berbagai load condition.



## 6.5 DATA INPUT

### 6.5.1 Satuan

Seluruh satuan yang dipakai dalam menganalisa struktur gedung ini adalah :

kN ( kiloNewton )	: untuk dimensi gaya
m ( meter )	: untuk dimensi panjang
dt ( detik )	: untuk dimensi waktu

### 6.5.2 Data Material

Material yang digunakan dalam struktur gedung ini adalah :

Jenis bahan	: beton bertulang
Berat volume	: $2400 \text{ kg/m}^3$
Modulus Elastisitas ( $E_c$ )	: $2.57 \times 10^9 \text{ kg/m}^2$
Poisson Ratio ( $\nu$ )	: 0,20
Mutu Bahan	: beton $f_c' = 30 \text{ Mpa}$ baja tulangan $f_y = 390 \text{ Mpa}$

### 6.5.3 Dimensi Elemen Struktur

Di dalam menganalisa struktur gedung ini, semua elemen struktur diperhitungkan terhadap efek deformasi aksial, lentur dan geser. Rigid end offset kolom dan balok juga diperhitungkan secara penuh ( 100 % ). Agar efek deformasi aksial, lentur dan geser serta rigid end offset dari balok dan kolom dapat dihitung secara otomatis, maka jenis penampang kolom dan balok dipilih RECT

Dimensi kolom	: 55 x 55 cm
Dimensi Balok	: 30 x 50 cm



#### 6.5.4 Massa Taraf Lantai

Di dalam analisa dinamis dengan metode respon spectrum, salah satu data yang diperlukan program ETABS adalah data massa dan sifat sifat dinamis tiap taraf lantai. Massa kolom dan balok tidak dimasukkan dalam input massa, hal ini dikarenakan perhitungan massa kolom dan balok akan dihitung secara otomatis oleh program

#### 6.5.5 Pembebanan vertikal

Pembebanan vertikal meliputi berat sendiri elemen struktur ( beban mati ) serta beban hidup yang bekerja pada struktur secara vertikal. Seluruh beban vertikal dimasukkan melalui pembebanan pada bentang balok termasuk beban join. Beban dari pelat ke balok didistribusikan secara otomatis oleh program melalui pembebanan lantai.

##### a. Beban Mati

Berat sendiri balok dan kolom dihitung secara otomatis oleh ETABS

Pembebanan lantai diaphragma :

Pelat Atap  $W_1 = 453 \text{ kg/m}^2$

Pelat lantai  $W_2 = 508 \text{ kg/m}^2$

##### b. Pembebanan bentang balok :

Lantai :  $q_1 = q \text{ tembok} = 250 \times 4 = 1000 \text{ kg/m}^2$

$q_2 = q \text{ tembok} = 250 \times 6 = 1500 \text{ kg/m}^2$

##### c. Beban lift

Beban lift berupa beban terpusat yang bekerja pada tengah balok dengan ketentuan sesuai spesifikasi lift.

Lift yang dipakai : P10-CO.60 ( data pada lampiran )

Beban yang terjadi

Balok anak lift :  $0,3 \times 0,5 \times 3 \times 2400 = 1080 \text{ kg}$

Beban atap  $= 2000 \text{ kg}$

Beban reaksi akhir  $R_1 = 4690 \text{ kg} \text{ \& } R_2 = 3270 \text{ kg}$

d. Beban Hidup

Pembebanan lantai diaphragma :

- Pelat Atap  $W_3 = 100 \text{ kg/m}^2 \times L_R (0,6)$

- Pelat lantai  $W_4 = 250 \text{ kg/m}^2 \times L_R (0,4)$

### 6.5.6 Beban Angin

Pembebanan lateral berasal dari beban angin yang bekerja. Pada perencanaan gedung ini pengaruh beban angin dapat diabaikan karena lokasi bangunan yang terletak berhimpitan dengan bangunan lain yang sudah ada.

### 6.5.7 Data Respons Spektrum

Analisa dinamis dihitung berdasarkan UBC 97 pasal 1631. Kombinasi respons masing-masing ragam untuk mendapatkan respon struktur secara keseluruhan menggunakan SRRS (akar dari jumlah kuadrat). Data respon spektrum diambil dari kurva design respon spektrum sesuai UBC '97 pada Figure 16.3. Untuk arah gempa ditinjau dua arah yaitu sumbu x dan y global

### 6.5.8 Faktor Skala Beban Gempa

Berdasarkan peraturan UBC, besarnya gaya geser dasar total yang diperoleh dari perhitungan analisa dinamis ( perhitungan ETABS ) tidak boleh kurang dari 0,90 besarnya gaya geser dasar total yang dihitung dengan analisa statis (  $V_d < 0,9 V_s$  ). Apabila persyaratan ini tidak terpenuhi, maka beban gempa dinamis yang dikenakan kepada struktur harus dikalikan dengan suatu faktor skala (  $n$  ).



## 6.6 ANALISA GAYA GEMPA STATIS

Gaya geser gempa (  $V$  ) dihitung untuk dua arah sumbu  $x$  dan  $y$  dengan menggunakan prosedur gaya statik ( 1630.2 )

### Data desain gempa

Zone gempa 3 wilayah Indonesia ( Zone 2B UBC 1997 )

Jenis type tanah  $S_B$  ( Tabel 16-J )

Faktor keutamaan (  $I$  ) = 1 ( Tabel 16-K )

Dual sistem dengan IMRF dan  $R = 6,5$  untuk kedua sumbu  $x$  dan  $y$  ( Tabel 16-N )

### Berat Total Struktur ( $W_t$ )

level	hi m	pelat+dinding KG	kolom KG	balok KG	shearwall KG	wi KG	wi x hi KGm
atap	35.0	211200		71748		282948	9903180
lantai 9	31.5	258720	80136	71748	57960	468564	14759766
lantai 8	28.0	258720	80136	71748	57960	468564	13119792
lantai 7	24.5	258720	80136	71748	57960	468564	11479818
lantai 6	21.0	258720	80136	71748	57960	468564	9839844
lantai 5	17.5	258720	80136	71748	57960	468564	8199870
lantai 4	14.0	258720	80136	71748	57960	468564	6559896
lantai 3	10.5	258720	80136	71748	57960	468564	4919922
lantai 2	7.0	258720	80136	71748	57960	468564	3279948
lantai 1	3.5	258720	80136	71748	57960	468564	1639974
						4500024	83702010

### Aproximate Period ( $T$ )

Metode A pada pasal 1630.2.2 digunakan dalam menghitung periode (  $T$  ) pada masing-masing arah.

Tinggi gedung (  $h_n$  ) = 35 m = 116,6 ft

Numerical coefisien  $C_f = 0,02$

$$T = C_t ( h_n )^{3/4}$$

$$= 0,02 ( 116,6 )^{3/4} = 0,71 \text{ dt}$$

Metode B dalam menghitung periode (  $T$  ) menggunakan persamaan Rayleigh yaitu :

$$T = 2\pi\sqrt{\sum w_i \delta_i + g \sum f_i \delta_i} \text{ didapatkan } T_B = 1,04 < T_A = 1,4 \times 0,71 = 0,98$$

maka periode yang dipakai  $T_B = 1,04$



**Gaya geser dasar ( V )**

Gaya geser total pada sumbu x dan y ditentukan dari persamaan (30.4) menggunakan  $T = 1,04$  dt

$$V = \frac{C_v \cdot I \cdot W}{R \cdot T}$$

$$V = \frac{0,4 \cdot 1,4500024}{6,5 \cdot 1,04} = 395606 \text{ kg}$$

dimana tidak boleh lebih dari :

$$V = \frac{2,5 \cdot C_a \cdot I \cdot W}{R}$$

$$V = \frac{2,5 \cdot 0,4 \cdot 1,4500024}{6,5} = 1042268 \text{ kg}$$

dan tidak kurang dari :

$$V = 0,11 \cdot C_a \cdot I \cdot W = 29808886 \text{ kg}$$

$$V = \frac{0,8 \cdot Z \cdot N_v \cdot I \cdot W}{R} = \frac{0,8 \cdot 0,4 \cdot 1,1 \cdot 1.7038591}{6,5} = 333526 \text{ kg}$$

**Distribusi gaya geser V**

Gaya geser dasar total ( V ) didistribusikan sepanjang tinggi gedung sesuai persamaan ( 30-13, ( 30-14) dan ( 30-15 ). Gaya lateral ( Fx ) pada masing-masing lantai dan geser story ( Vx ) terdapat pada tabel

$$F_x = \frac{(V - F_t) \cdot w_x \cdot h_x}{\sum w_i \cdot h_i}$$

Tabel 6.1 Distribusi Gaya Geser

level	hi m	wi kg	wi x hi Kg m	Fx Kg m	Geser story, Vx Kg m
atap	35.0	282948	9903180	63897.48	63897.48
lantai 9	31.5	468564	14759766	66341.70	130239.19
lantai 8	28.0	468564	13119792	58970.40	189209.59
lantai 7	24.5	468564	11479818	51599.10	240808.69
lantai 6	21.0	468564	9839844	44227.80	285036.49
lantai 5	17.5	468564	8199870	36856.50	321893.00
lantai 4	14.0	468564	6559896	29485.20	351378.20
lantai 3	10.5	468564	4919922	22113.90	373492.10
lantai 2	7.0	468564	3279948	14742.60	388234.70
lantai 1	3.5	468564	1639974	7371.30	395606.00
		4500024	83702010	395606.00	

Perlu dicatat pada bagian atas gedung ditambah gaya sebesar  $F_t = 0,07.T.V$ . Gaya ini harus ditambahkan pada  $F_n$  untuk gaya pada tingkat atap.

$$\therefore F_t = 0,07.T.V$$

$$= 0,07. 0,71. 395606 = 19835 \text{ kg}$$

## 6.7 KOMBINASI PEMBEBANAN

Kombinasi pembebanan untuk kuat desain yang dipergunakan didalam menganalisa struktur ini didasarkan pada UBC '97 pasal 1612.2.1. Dan juga kombinasi beban yang termasuk gaya gempa harus dikalikan dengan faktor 1,1 untuk komponen beton. Jadi kombinasi beban yang dipergunakan yaitu akibat pengaruh beban Mati (D), beban Hidup (L), beban Gempa (E) sedang untuk beban Angin (W) diabaikan.

- Kombinasi terhadap beban mati dan hidup :

$$U = 1,4 D + 1,7 L$$

- Kombinasi terhadap beban gempa

$$U = 1,1 ( 0,9D \pm 1,0E )$$

$$U = 1,1 ( 1,2D + f1L \pm 1,0E )$$

- Kombinasi beban spesial

$$U = 0,9D + 1,0E_m = 0,9D + 2,8E_h$$

$$U = 1,2D + f_1L + 1,0E_m = 1,2D + 0,5L + 2,8E_h$$

dimana : D = beban mati

L = beban hidup

$E_m$  = beban gempa maximum

$$= \Omega E_h = 2,8 E_h$$

$E_{x,y} = \rho E_h + E_v$  = beban gempa arah x dan y

$f_1 = 1,0$  untuk beban hidup lebih dari 100 psf

$= 0,5$  untuk beban hidup kurang dari 100 psf

$m_{x,y}$  = faktor pengali beban gempa arah x dan y

Untuk gaya gempa ( E ) yang ditentukan dari persamaan (30-1) yaitu

$$E = \rho E_h + E_v$$

Dimana  $E_h$  = gaya geser akibat gaya geser dasar gempa

$$E_v = 0,5 C_a I D$$

$$= 0,5 \cdot 0,4 \cdot 1 \cdot D = 0,2D$$

$\rho$  = redundancy faktor

$$1,0 \leq \rho = 2 - \frac{20}{r_{\max} \sqrt{AB}} \leq 1,5$$

$r_{\max}$  = max elemen story shear ratio

AB = luas area dalam ft<sup>2</sup>



Menurut pasal 1630.11, max elemen story shear ratio ditentukan dari ratio elemen story shear terbesar yang terjadi pada berbagai level story diatas atau dibawah 2/3 tinggi gedung. Untuk arah dari pembebanan ri adalah ratio dari desain story shear pada beban tunggal terberat pada elemen dibagi total desain story shear.

Untuk kasus Dual Sistem pada Zone 0,1, dan 2 nilai  $\rho$  diambil sebesar 1,0.

.Sehingga gaya gempa ( E ) adalah  $E = 1,0 E_h + 0,2 D$

Disubtitusikan nilai E dan  $f_l = 0,5$  ke dalam kombinasi beban gempa yaitu

- $1,32D + (1,1 \times 0,5)L + 1,1E = 1,32D + 0,55L + 1,1(1,0E_h + 0,2D)$
- $0,99D + 1,1E = 0,99D + 1,1(1,0E_h - 0,2D) = 0,77D + 1,1E_h$

**Tabel 6.2 Kombinasi Pembebanan**

NO	FAKTOR BEBAN								KETERANGAN
	STATIS VERTIKAL			STATIS LATERAL			DINAMIS		
	I	II	III	A	B	C	D1	D2	
1	1,40	1,70							$U = 1,4 D + 1,7 L$
2	0,77							1,1	$U = 0,77 D \pm 1,1 E$
3	1,52	0,55						1,1	$U = 1,54 D + 0,55 L \pm 1,1 E$
4	0,90							2,8	$U = 0,9 D \pm 2,8 E$
5	1,20	0,50						2,8	$U = 1,2 D + 0,5 L \pm 2,8 E$
6									
7									
8									
	I= Beban Mati			A=lateral arah x			D1= Beban Gempa arah sumbu X		
	II= Beban Hidup			B=lateral arah y			D2= Beban Gempa arah sumbu Y		
				C= beban torsi					

## 6.8 ANALISA STRUKTUR

Analisa struktur 3 dimensi gedung dianalisa dari dua arah yaitu arah x dan arah y menggunakan program ETABS. Pada permodelannya , tiap level lantai menggunakan rigid diaphragma dan rigid end offset digunakan pada akhir komponen horisontal, jadi hasilnya secara otomatis pada muka tumpuan. Untuk memenuhi persamaan 1630.12, kekakuan komponen diasumsikan dengan desain retak dimana momen inersia balok diambil 0.35  $I_g$ , untuk kolom diambil 0,70  $I_g$  dan untuk Shearwall diambil 0,35  $I_g$ .

Sesuai pasal 1630.6, titik pusat massa pada tiap level lantai diasumsikan terletak dengan jarak 5 % dari titik pusat dimensi gedung dengan arah tegak lurus dari arah pembebanan.

Pada Dual Sistem, sebagai tambahan keamanan terhadap keruntuhan dengan memberikan persyaratan bahwa Rangka Penahan Momen harus dapat menerima 25 % dari gaya geser dasar tanpa pengaruh shearwall.

### 6.8.1 ANALISA GAYA VERTIKAL TOTAL = BERAT TOTAL STRUKTUR

Untuk mengecek analisa struktur kita, maka dapat dilihat dari gaya vertikal total yang didapat dari analisa struktur dibandingkan dengan berat total struktur yang kita masukkan

- Gaya vertikal total = 5 036 667 kg
- Berat total struktur ( D+L ) = 4 499 024 kg

$$= \frac{5036667 - 4990024}{5036667} \times 100 \%$$

$$= 0,9 \% < 5 \% \dots\dots\dots \text{OK}$$

### 6.8.2 ANALISA DINAMIC RESPONSE SPECTRUM

#### a. Number of Modes

Number of Modes harus 90% dari Mass Partisipation faktor struktur yang termasuk dalam perhitungan analisa superposisi respon.

**Tabel 6.3 Faktor Massa Efektif**

No Ragam	Translasi arah sb x	Translasi arah sb y	Translasi arah sb z
	Xmass ( % )	Ymass ( % )	Zmass ( % )
1	63.3	0.7	0.1
2	70.1	68.4	0.2
3	70.2	68.5	68.1
4	86.2	68.5	68.1
5	86.2	88.1	68.1
6	86.2	88.1	88.4
7	92.6	88.1	88.4
8	92.6	94.2	88.4
9	92.6	94.2	94.6



### b. Reduction of Elastic Response Parameter

Dari analisa terdapat gaya gempa nominal yang terdapat pada analisa CQC adalah  $V_x$  dan  $V_y$  kurang dari 90%  $V_s$  maka perlu adanya faktor skala pembesaran

Gempa arah x

$$V_{Dx} = 1093,54 \text{ kN}$$

$$\text{faktor skala beban gempa : } n_x = \frac{0,9V_{sx}}{V_{Dx}} = 3,8$$

Gempa arah y

$$V_{Dy} = 1134,68 \text{ kN}$$

$$\text{faktor skala beban gempa : } n_y = \frac{0,9V_{sy}}{V_{Dy}} = 3,6$$

Tabel 6.4 Diagram distribusi gaya geser dasar

level	H m	Wi.hi kg	Vsx=Vsy kg	arah x ( kN )			arah y ( kN )		
				Vdx	n	nVdx	Vdy	n	nVdy
10	35.00	14800800.00	94752.70	29.20		141.04	31.02		141.14
9	31.50	22231535.00	98488.19	55.70		269.03	59.55		270.95
8	28.00	19761364.00	87545.06	76.90		371.43	82.23		374.15
7	24.50	17291194.00	76601.92	94.53		456.58	100.7		458.19
6	21.00	14821023.00	65658.79	109.33	3.83	528.06	115.97	3.65	527.66
5	17.50	12350853.00	54715.66	121.36		586.17	128.4		584.22
4	14.00	9880682.00	43772.53	130.72		631.38	138.17		628.67
3	10.50	7410511.50	32829.40	137.50		664.13	145.43		661.71
2	7.00	4940341.00	21886.26	141.43		683.11	150.01		682.55
1	3.50	2470170.50	10943.13	142.24		687.02	151.52		689.42
						5862.97			5862.97

### c. Directional effecte

Mengingat pengaruh arah kerja gempa nominal yang paling kritis sudah diketahui maka penerapan kaidah arah 100 % X + 30 % Y( pengaruh orthogonal ) tidak diperlukan lagi. Kaidah ini hanya diterapkan bila sistem struktur memiliki arah sistem yang tidak beraturan sehingga arah gempa sulit diketahui.



**d. Torsion**

Untuk pengaruh torsi diberi tambahan torsi dengan memindahkan titik pusat massa struktur sejauh 5% dari titik pusat dimensi gedung dengan arah tegak lurus dengan datangnya gaya

**e. Analisa Dual Sistem**

Dari hasil analisa ragam spektrum dapat dilihat berapa besar gaya geser dasar yang dipikul oleh seluruh portal terbuka dan oleh seluruh dinding geser akibat pengaruh gempa nominal yang bekerja dalam arah masing-masing sumbu koordinat. Hasilnya adalah sebagai berikut :

**Tab 6.5 Pembagian Gaya Geser pada Portal terbuka dan Shearwall (SW) arah x**

Tingkat	gaya geser total / lantai	gaya geser Portal terbuka	gaya geser shearwall	prosentase yg diterima portal	Faktor koreksi
10	63897.48	35684.48	28213.0	55.85 %	1
9	130239.19	62871.19	67368.0	48.27 %	1
8	189209.59	73611.59	115598.0	38.90 %	1
7	240808.69	74302.69	166506.0	30.86 %	1
6	285036.49	74886.49	210150.0	26.27 %	1
5	321893.00	72823.00	249070.0	22.62 %	1,35
4	351378.20	67832.20	283546.0	19.30 %	1,45
3	373492.10	61277.10	312215.0	16.41 %	1,61
2	388234.70	45390.70	342844.0	11.69 %	2,1
1	395606.00	58867.00	336739.0	14.88 %	1,68

**Tab 6.6 Pembagian Gaya Geser pada Portal terbuka dan Shearwall (SW) arah y**

Tingkat	gaya geser total / lantai	gaya geser kolom	gaya geser shearwall	prosentase yg diterima portal	Faktor koreksi
10	63897.48	63897.48	0.0	100.00 %	1
9	130239.19	99691.19	30548.0	76.54 %	1
8	189209.59	123173.59	66036.0	65.10 %	1
7	240808.69	129354.69	111454.0	53.72 %	1
6	285036.49	135854.49	149182.0	47.66 %	1
5	321893.00	136421.00	185472.0	42.38 %	1
4	351378.20	130557.20	220821.0	37.16 %	1
3	373492.10	116181.10	257311.0	31.11 %	1
2	388234.70	91987.70	296247.0	23.69 %	1,07
1	395606.00	53524.00	342082.0	13.53 %	1,84

Dalam konsep Dual Sistem ada ketentuan bahwa dalam suatu sistem struktur yang terdiri dari campuran antara portal terbuka dan dinding geser ( shearwall ), beban geser dasar yang dipikul oleh portal terbuka tidak boleh kurang dari 25% dari gaya geser dasar total yang bekerja pada arah gaya tersebut. Maka untuk memenuhi syarat ini akan ada koreksi pemikulan gaya geser terhadap gaya dalam yang bekerja didalam portal terbuka, sebagai berikut :( sebagai contoh diambil untuk level tingkat 1 )

- Untuk pengaruh gempa arah x

Faktor koreksi Portal terbuka

$$= \frac{0,25 \times 395606}{58867} = 1,68$$

- Untuk pengaruh gempa arah y

Faktor koreksi Portal terbuka

$$= \frac{0,25 \times 395606}{53524} = 1,84$$

Dengan demikian semua gaya yang bekerja didalam unsur-unsur portal terbuka ( balok, kolom) dari hasil analisa struktur harus dikalikan faktor koreksi diatas sebelum digunakan dalam perancangan struktur.



### 6.8.3 ANALISA PENGARUH P-DELTA

Pengaruh P-Delta dapat diabaikan ketika ratio dari secondary moment terhadap primary moment tidak lebih dari 0,10

Tabel 6.7 Analisa Pengaruh P- Delta

Story	Beban	Drift	Story Shear	Story Height	$\frac{\sum w_i \cdot \Delta S}{V_x \cdot h_i}$
	$w_i$ ( kg )	$\Delta S$ ( m )	$V_x$ ( kg m )	$h_i$ ( m )	
10	282948	0.0061	63897.48	3.5	0.0077
9	751512	0.0066	130239.19	3.5	0.0109
8	1220076	0.0068	189209.59	3.5	0.0125
7	1688640	0.0072	240808.69	3.5	0.0144
6	2157204	0.0073	285036.49	3.5	0.0158
5	2625768	0.0072	321893.00	3.5	0.0168
4	3094332	0.0067	351378.20	3.5	0.0169
3	3562896	0.0057	373492.10	3.5	0.0155
2	4031460	0.0042	388234.70	3.5	0.0125
1	4500024	0.0018	395606.00	3.5	0.0059

### 6.8.4 STORY DRIFT

Tabel 6.1 berisi data simpangan (  $\Delta S$  ) dari hasil analisa elastis 3D dengan desain gaya gempa pada 2 arah yaitu arah sumbu x dan sumbu y termasuk pengaruh torsi. Tabel juga berisi simpangan max response elastic (  $\Delta M$  ) yang dihitung dengan persamaan

$$\Delta M = 0,7 \cdot R \cdot \Delta S \quad \dots\dots\dots (30-17).$$

dimana  $R = 6,5$  untuk kedua arah. Intersory drift yang dihitung dari persamaan  $\Delta M$  &  $\Delta S$  juga terdapat pada tabel. Menurut pasal 1630.10.2 perhitungan story drift menggunakan  $\Delta M$  tidak boleh lebih dari  $0,02 \times$  tinggi story dari struktur yang mempunyai periode 0,7 atau lebih. *Batasan max driftnya untuk tinggi 3,5 m =  $0,02 \times 3,5 = 0,07$  m ( 7,00 cm )*. Dari data tabel dapat dilihat nilai drift kurang dari nilai yang disyaratkan berarti memenuhi persamaan 1630.10.2.



Tabel 6.8 Simpangan lateral dan drift akibat gaya gempa

STORY	Arah X				Arah Y			
	$\Delta S$	DRIFT	$\Delta M$	DRIFT	$\Delta S$	DRIFT	$\Delta M$	DRIFT
	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm
10	5.96	0.61	27.12	2.78	5.25	0.61	23.89	2.78
9	5.35	0.66	24.34	3.00	4.64	0.65	21.11	2.96
8	4.69	0.68	21.34	3.09	3.99	0.65	18.15	2.96
7	4.01	0.72	18.25	3.28	3.34	0.65	15.20	2.96
6	3.29	0.73	14.97	3.32	2.69	0.63	12.24	2.87
5	2.56	0.72	11.65	3.28	2.06	0.6	9.37	2.73
4	1.84	0.67	8.37	3.05	1.46	0.53	6.64	2.41
3	1.17	0.57	5.32	2.59	0.93	0.43	4.23	1.96
2	0.6	0.42	2.73	1.91	0.5	0.34	2.28	1.55
1	0.18	0.18	0.82	0.82	0.16	0.16	0.73	0.73



**TUGAS AKHIR**  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

**BAB VII**  
**PERANCANGAN STRUKTUR UTAMA**

## BAB VII

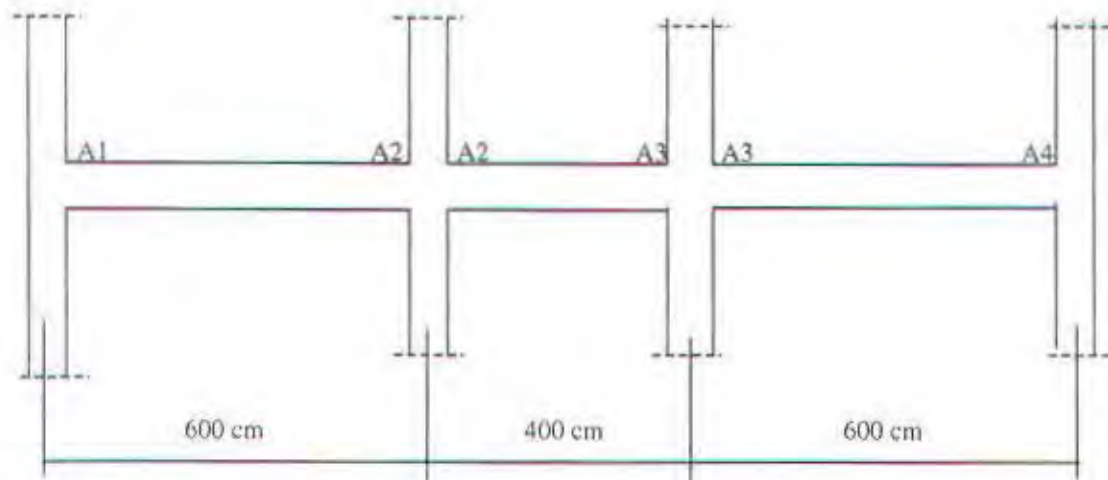
### PERANCANGAN STRUKTUR UTAMA

#### 7.1 PERANCANGAN DESAIN LENTUR BALOK

Menurut pasal 1921.2.1.3 pada Zone Gempa 2 semua komponen Rangka Penahan Momen beton bertulang sebagai bagian sistem Penahan Gaya Lateral harus sebagai IMRF untuk memenuhi syarat pasal 1921.8, sebagai tambahan terhadap persyaratan pasal 1901 sampai 1918. Dan pada zone 2, komponen yang tidak didesain sebagai bagian dari penahan gaya lateral harus sesuai dengan pasal 1921.7. Secara khusus komponen rangka lentur harus sesuai menurut pasal 1921.3

- ❖ Gaya tekan aksial terfaktor pada balok diabaikan
- ❖ Bentang bersih minimum = 4m     $> 4d = 2m$  OK
- ❖ Lebar/tebal =  $30/50 = 0,6$      $> 0,3$  OK
- ❖ Lebar = 30 cm     $> 25$  cm OK
- ❖ Lebar = 30 cm     $< \text{lebar kolom} + (1,5 \times \text{tebal balok}) = 100$  cm

##### 7.1.1 Perhitungan penulangan balok





Tabel 7.1 Kombinasi Momen berfaktor Hasil Analisa ETABS pada Portal 4 lantai 6

Kombinasi	Momen Berfaktor ( kNm )								
	Balok A1 - A2			Balok A2 - A3			Balok A3 - A4		
	A1	LAP	A2	A2	LAP	A3	A3	LAP	A4
1.4D + 1.7L	-103.80	53.57	-85.85	-25.52	12.32	-23.68	-87.15	53.81	-102.50
0.77D + 1.1E	22.71	29.97	-126.97	97.94	6.70	-125.00	30.87	29.98	-136.19
	-136.90	28.95	31.57	-126.20	6.78	98.90	-126.73	30.10	23.45
1.54D+0.55L+1.1E	-31.70	59.45	-175.84	87.62	13.56	-141.73	-14.47	58.80	-195.19
	-196.64	58.60	-13.03	-143.76	13.60	89.65	-177.20	59.40	-30.29

Tabel 7.2 Kombinasi Momen Redistribusi Balok pada Portal 4 lantai 6

Kombinasi	Balok		Balok		Balok	
	A1	A2	A2	A3	A3	A4
0.77D + 1.1E	28.71	-114.00	127.34	-114.00	39.87	-114.40
	-114.60	40.57	-114.60	128.90	-114.60	29.45
1.54D + 0.55L + 1.1E	-37.70	-159.50	112.62	-159.50	-17.47	-159.58
	-159.56	-16.47	-159.50	-112.51	-159.58	-36.51

Tabel 7.3 Momen Envelope

Tabel Momen Envelope ( kNm )			
Kombinasi	A1-A2	A2-A3	A3-A4
Momen positif max	40.57	128.91	39.87
Momen negatif max	-159.61	-159.52	-159.58
momen lapangan	59.45	13.56	59.42

Penulangan Lentur Balok berdasarkan Momen Redistribusi dimuka kolom

Data Perencanaan Balok Pada Portal 4 di Lantai 6

- ❖ Dimensi balok     b x h     : 300 x 500 mm
- ❖ Mutu beton         $f_c'$      : 30 Mpa
- ❖ Mutu baja          $f_y$       : 390 Mpa
- ❖ Decking                 : 40 mm
- ❖ Tulangan pokok             : D19
- ❖ Tulangan sengkang         :  $\phi$  10 mm

## a. Penulangan pada tumpuan momen negatif

- $M(-) = 159,61 \text{ kNm} = 159\,610\,000 \text{ Nmm}$
- $b = 300 \text{ mm}$
- $d = 500 - 40 - 10 - 1/2 \cdot 25 = 438 \text{ mm}$

$$\delta = 0,5$$

$$\rho_{min} = 1,4 / 390 = 0,0036$$

$$Rn = \frac{(1 - \delta)Mu}{\phi \cdot b \cdot d^2}$$

$$= 1,62$$

$$\rho\delta = \frac{0,85 \cdot f_c'}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2Rn}{0,85 f_c'}}\right)$$

$$= 0,0043 > 0,0036$$

ratio tulangan tekan

$$\rho' = \frac{\delta \cdot Mu}{\phi \cdot f_y \cdot (d - d') \cdot b \cdot d}$$

$$= 0,0042 > 0,0036$$

Tulangan tumpuan atas :

$$\text{Ratio tulangan tarik} = (\rho\delta + \rho') = 0,0043 + 0,0042 = 0,0085$$

$$A_s = 0,0088 \times 30 \times 50 = 12,90 \text{ cm}^2 - 5D19 (14,17 \text{ cm}^2)$$

Tulangan tumpuan bawah :

$$A_s' = 0,0043 \times 30 \times 50 = 6,45 \text{ cm}^2 - 3D19 (8,50 \text{ cm}^2)$$

**b. Penulangan pada tumpuan momen positif**

- $M(+)=128 \text{ kNm} = 128\,000\,000 \text{ Nmm}$
- $b = 300 \text{ mm}$
- $d = 500 - 40 - 10 - 1/2 \cdot 25 = 438 \text{ mm}$

$$\delta = 0,5$$

$$\rho_{\min} = 1,4 / 390 = 0.0036$$

$$Rn = \frac{(1 - \delta)Mu}{\phi b d^2}$$

$$= 1,33$$

$$\rho\delta = \frac{0,85 \cdot f_c'}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2Rn}{0,85 f_c'}}\right)$$

$$= 0,0035 < 0,0036$$

ratio tulangan tekan

$$\rho' = \frac{\delta \cdot Mu}{\phi \cdot f_y \cdot (d - d') \cdot b \cdot d}$$

$$= 0,0035 < 0,0036$$

Tulangan tumpuan bawah :

$$\text{Ratio tulangan tarik} = (\rho\delta + \rho') = 0,0072$$

$$A_s = 0,0072 \times 30 \times 43,8 = 10,80 \text{ cm}^2 - 4D19 (11,34 \text{ cm}^2)$$

Tulangan tumpuan atas :

$$A_s' = 0,0036 \times 30 \times 43,8 = 5,40 \text{ cm}^2 - 3D19 (8,50 \text{ cm}^2)$$

Dalam hal ini tulangan terpasang berdasarkan harga max dari 2 jenis tulangan tumpuan :

$$\text{Tulangan atas} : A_s = 14,17 \text{ cm}^2 - 5 D19$$

$$\text{Tulangan bawah} : A_s' = 11,34 \text{ cm}^2 - 4 D19$$



Tabel Kebutuhan Penulangan untuk Balok Portal 4 Lantai 6

balok	lokasi	Mu kNm	As mm <sup>2</sup>	Tulangan D19	Mn Nmm	Mkap Nmm
A1-A2	tump +	40.57	12.90	3D19	132678000	165847500
	tump -	159.61	10.80	5D19	230 224000	276412500
	lap	59.45	6.50	3D19	132678000	165847500
A2-A3	tump +	128.91	12.90	4D19	185159000	221130000
	tump -	159.52	10.80	5D19	230 224000	276412500
	lap	13.56	6.50	3D19	132678000	165847500
A3-A4	tump +	39.87	12.90	3D19	132678000	165847500
	tump -	159.58	10.80	5D19	230 224000	276412500
	lap	59.42	6.50	3D19	132678000	165847500

Untuk kemudahan pelaksanaan maka jumlah tulangan dibuat sama tiap bentang

Kebutuhan tulangan untuk balok pada lantai 6 ditunjukkan pada tabel diatas. Dan batasan luas baja tulangan min yang disyaratkan pasal 1921.3.2.1 terpenuhi. Pada tabel juga diberikan Kuat Momen Lentur pada masing-masing bagian. Menurut pasal 1921.8.4.2 Kuat momen positif pada muka tumpuan harus lebih besar sama dengan 1/3 dari kuat momen negatif pada joint tersebut.. Untuk tambahannya baik negatif maupun kuat momen positif pada sebarang potongan sepanjang penampang dari komponen balok harus lebih kecil dari 1/5 kuat momen max yang diberikan oleh join dimuka tumpuan lainnya.

Bagaimanapun untuk memenuhi persyaratan tulangan min pada pasal 1921.3.2.1 (  $A_s \text{ min} = 5,40 \text{ cm}^2$  ) minimum membutuhkan 3 D19 tul lapangan dan 4D19 tul bawah harus menerus pada setiap potongan. Hal ini secara otomatis memenuhi persyaratan bahwa 2 tulangan harus menerus pada tulangan atas dan bawah penampang.

### 7.1.2 Desain geser dan torsi balok

Balok harus disesain untuk menerima gaya geser menurut 1921.8.3. pada Zone 2 gaya geser ditentukan dengan mengasumsikan bahwa momen yang berlawanan tanda terhadap kuat momen nominal ( $M_n$ ) pada muka tumpuan dan komponen yang dibebani dengan beban gravitasi sepanjang bentang.

$$V_u = \frac{M_n^+ + M_n^-}{l_n} + \frac{w \cdot l_n}{2}$$

$$V_c = 0,166 \times \sqrt{f_c'} \cdot x b \times d$$

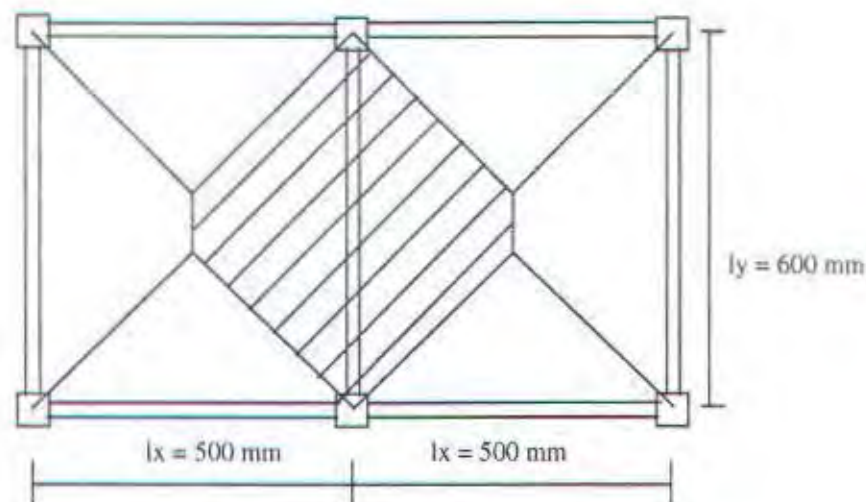
Untuk beban gravitasi sepanjang balok pada kolom line 4 adalah

$$q = 2 \left( \frac{1}{2} \cdot x 508 \times 5 \left( 1 - \frac{1}{3} \left( \frac{5}{6} \right)^2 \right) \right) + 2 \left( \frac{1}{2} \cdot x 250 \times 5 \left( 1 - \frac{1}{3} \left( \frac{5}{6} \right)^2 \right) \right)$$

$$q = 1952 + 960,6$$

$$q = 2912,65 \text{ kg/m} = 29,12 \text{ kN/m}$$

Untuk balok dengan  $\alpha l_2 / l_1 > 1$  daerah tributary area untuk geser dihitung dari pojok panel dan pusat panel sejajar sepanjang sisi (1913.6.8.1). Untuk balok dengan analisa tributary areanya adalah trapesium maka beban gravitasi sepanjang bentang adalah  $q = 29,12 \text{ kN/m}$



Gambar 7.1 Daerah Pembebanan untuk Balok Bentang 500 mm Portal 4 Lantai 6

Sedangkan jarak  $2h$  diluar daerah sendi plastis , jarak spasi sengkang max yaitu :

$$S_{\max} = d/2 = 438 / 2 = 219 \text{ mm}$$

Dipasang sengkang  $\phi 10$ -200 mm

Luas tulangan geser minimum  $A_v$  adalah

$$A_v = \frac{0,34 b_w s}{f_y} = \frac{0,34 \cdot 300 \cdot 150}{240} = 63,75 \text{ mm}^2$$

Jadi dipasang sengkang  $2\phi 10$  ( $157,08 \text{ mm}^2$ ) pada jarak 200 dan sengkang tertutup dibutuhkan pada akhir balok sebab gaya beban yang bolak balik.

Kuat geser dari komponen dengan spasi ini adalah

$$\phi V_n = 0,85(V_s + V_c)$$

$$\phi V_n = 0,85 \left( \frac{157,08 \times 240 \times 438}{150} + 0,166 \times \sqrt{30} \times 300 \times 438 \right)$$

$$\phi V_n = (110,1 + 119,4)$$

$$\phi V_n = 229,5 \text{ kN}$$

maka  $\phi V_n = 229,5 \text{ kN} > V_u = 156 \text{ kN} \dots\dots \text{OK}$

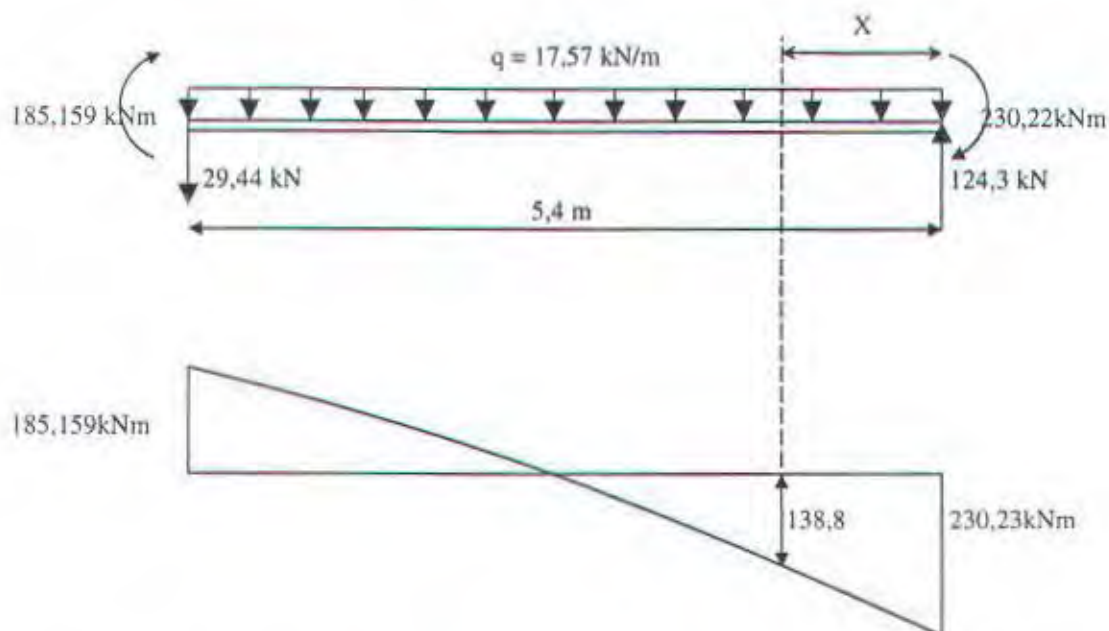


**Titik Pemutusan Tulangan Baja pada Balok**

Tulangan negatif interior suport adalah 5D19, Lokasi dimana tulangan 3D19 dapat dihilangkan akan ditentukan. Sebagai catatan bahwa tulangan 2D19 harus menerus sepanjang balok untuk memenuhi persyaratan tulangan min ( 1921.3.2.1 ). Pembebanan yang digunakan untuk menentukan titik pemutusan dari tulangan 3D19 pada kasus ini adalah  $0,9 \times$  beban mati dikombinasi dengan Kuat Momen Nominal pada akhir tumpuan. Kombinasi ini akan menghasilkan panjang tulangan terpanjang. Desain kuat momen  $\phi M_n$  untuk tulangan 3D19 yang diberikan adalah 138,869 kN

Dengan  $\phi = 1.0$  dan  $f_s = f_y = 390 \text{ Mpa}$ ,  $M_n = 230,224 \text{ kN}$  pada interior support dan  $185,25 \text{ kN}$  pada eksterior support. Bebannya sama dengan  $0,9 \times (19,52 \text{ kN}) = 17,57 \text{ kN}$  merata sepanjang bentang. Jarak  $X$  dari muka tumpuan terhadap momen yang besarnya  $138,87 \text{ kN}$  didapat dari ;

$$124,32 X - 230,224 - \frac{1}{2} (17,57) X^2 = -138,8$$



Gambar 7.2 Diagram Momen untuk Titik Pemutusan Tulangan Negatif pada Balok Lantai 6 ( Zone Gempa 2B )

didapat nilai  $X = 0,78 \text{ m} = 780 \text{ mm}$ . Tulangan 3D20 harus ada sepanjang  $d = 500 \text{ mm}$  atau  $12 d_b = 12 \times 20 = 240 \text{ mm}$ , sebelum jarak  $X$ . Jadi dari muka tumpuan panjang total tulangan  $780 + 500 = 1280 \text{ mm} = 1,3 \text{ m}$ . Juga tulangan harus ada sepanjang penyaluran penuh  $l_d$  sebelum muka tumpuan ( 1912.10.4)

Panjang penyaluran (  $l_d$  ) dapat dihitung dengan pers :

$$\frac{l_d}{d_b} = \frac{3}{40} \cdot \frac{f_y}{\sqrt{f_c'}} \cdot \frac{\alpha\beta\gamma\lambda}{\left( \frac{c + K_{tr}}{d_b} \right)}$$

dimana  $\alpha$  = faktor lokasi tulangan = 1,3 ( tulangan atas )

$\beta$  = coating faktor = 1,0 ( uncoated reinforcement )

$\gamma$  = faktor diameter tulangan = 1,0 ( D20 )

$\lambda$  = faktor agregat normal = 1,0 ( beton normal )

$c$  = spasi atau cover penutup = 40 mm

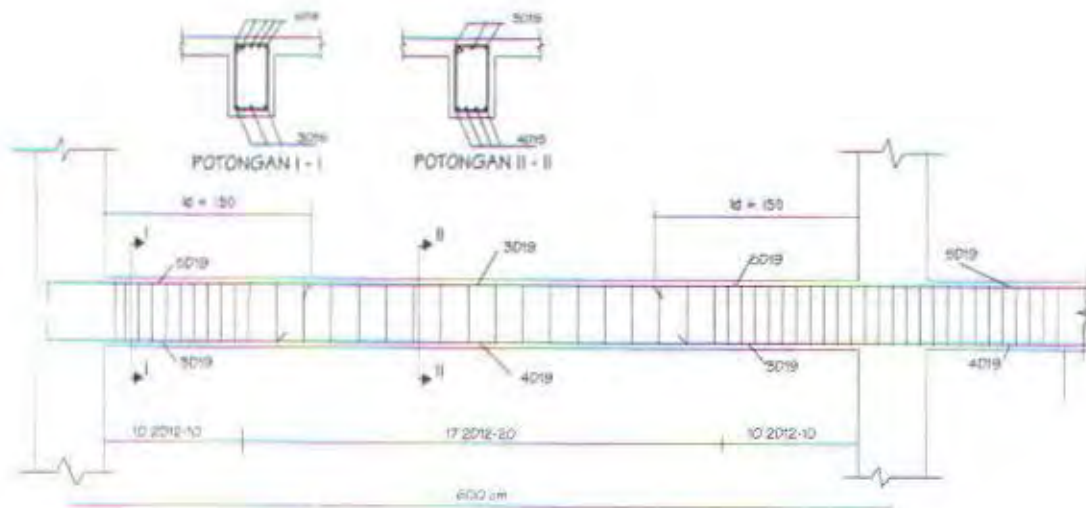
$K_{tr}$  = index tulangan transversal = 0

$$\frac{l_d}{d_b} = \frac{3}{40} \times \frac{f_y}{\sqrt{f_c'}} \times \frac{\alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \lambda}{\left( \frac{c + K_{tr}}{d_b} \right)}$$

$$\frac{l_d}{d_b} = \frac{3}{40} \times \frac{390}{\sqrt{30}} \times \frac{1,3 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1}{\left( \frac{40 + 0}{20} \right)} = 46,24$$

$$l_d = 46,24 \times 20 = 924,9 \text{ mm} < 1280 \text{ mm}$$

Jadi panjang penyaluran total yang dibutuhkan dari 3D20 adalah 1280 mm dari muka tumpuan.



Gambar 7.3 Detail Penulangan Balok



## 7.2 PERANCANGAN DESAIN KOLOM

Pada contoh ini diambil desain kolom interior untuk kolom line 6 pada lantai dasar.

Hasil analisa gaya dalam dari kolom terdapat pada tabel 7.5 dan tabel 7.6.

Persyaratan dari 1921.8.5 digunakan untuk komponen penahan gaya lateral jika gaya aksial terfaktor pada kolom lebih besar dari  $A_g \cdot f_c' / 10$ . Dari daftar tabel gaya aksial terfaktor kolom adalah 3686,28 kN.

$$P_u = 5157,19 \text{ kN} > A_g \cdot f_c' / 10 = (550 \times 550 \times 30) / 10 = 907,50 \text{ kN}$$

**Tabel 7.5 Hasil Gaya Dalam Kolom Interior dari Analisa Struktur**  
antara lantai 1 dan lantai dasar

Kombinasi	Gaya Aksial kN	Momen kNm	Gaya Geser kN
1.4D + 1.7L	4424,47	71,04	-32
0.77D + 1.1E	2723,73	57,16	-45
		-128,7	
1.54D + 0.55L + 1.1E	5157,19	96,24	-68,09
		-107,36	

Hasil gaya dalam sudah dikalikan faktor koreksi Dual Sistem

**Tabel 7.6 Hasil Gaya Dalam Kolom Interior dari Analisa Struktur**  
antara lantai 1 dan lantai 2

Kombinasi	Gaya Aksial kN	Momen kNm	Gaya Geser kN
1.4D + 1.7L	4231,2	31,12	-20,86
0.77D + 1.1E	2561,12	29,27	-39,96
		-109,16	
1.54D + 0.55L + 1.1E	4948,0	88,76	-51,44
		-172,71	

Hasil gaya dalam sudah dikalikan faktor koreksi Dual Sistem

**Tabel 7.7 Hasil Gaya Dalam Kolom Eksterior dari Analisa Struktur**  
antara lantai 1 dan lantai dasar

Kombinasi	Gaya Aksial kN	Momen kNm	Gaya Geser kN
1.4D + 1.7L	2717,37	-56,12	30
0.77D + 1.1E	1689,84	-62,27	23,96
		32,16	
1.54D + 0.55L + 1.1E	3183,63	-72,76	40,44
		50,51	

Hasil gaya dalam sudah dikalikan faktor koreksi Dual Sistem

**Perancangan Kuat Lentur dan Aksial Kolom**

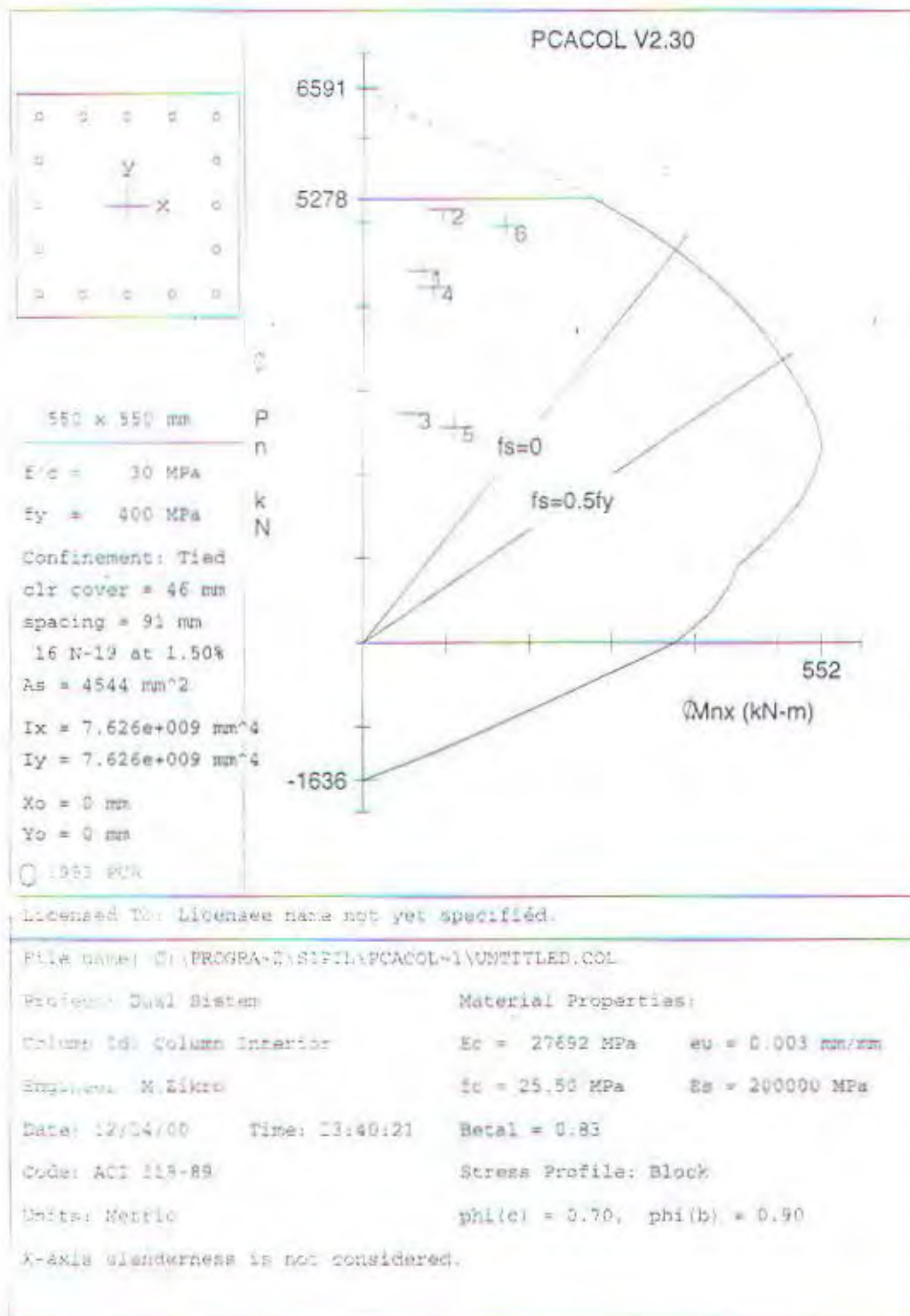
Contoh perhitungan diambil kolom interior antara lantai 1 dan dasar dengan data sebagai berikut :

Kolom diasumsikan sebagai kolom unbraced :

- Dimensi kolom : 550 x 550
- Mutu beton  $f_c'$  : 30 Mpa
- Mutu baja  $f_y$  : 390 Mpa
- Decking : 40 mm
- Tul utama : D-19
- Begel : D-10
- Tinggi kolom : 3500 mm

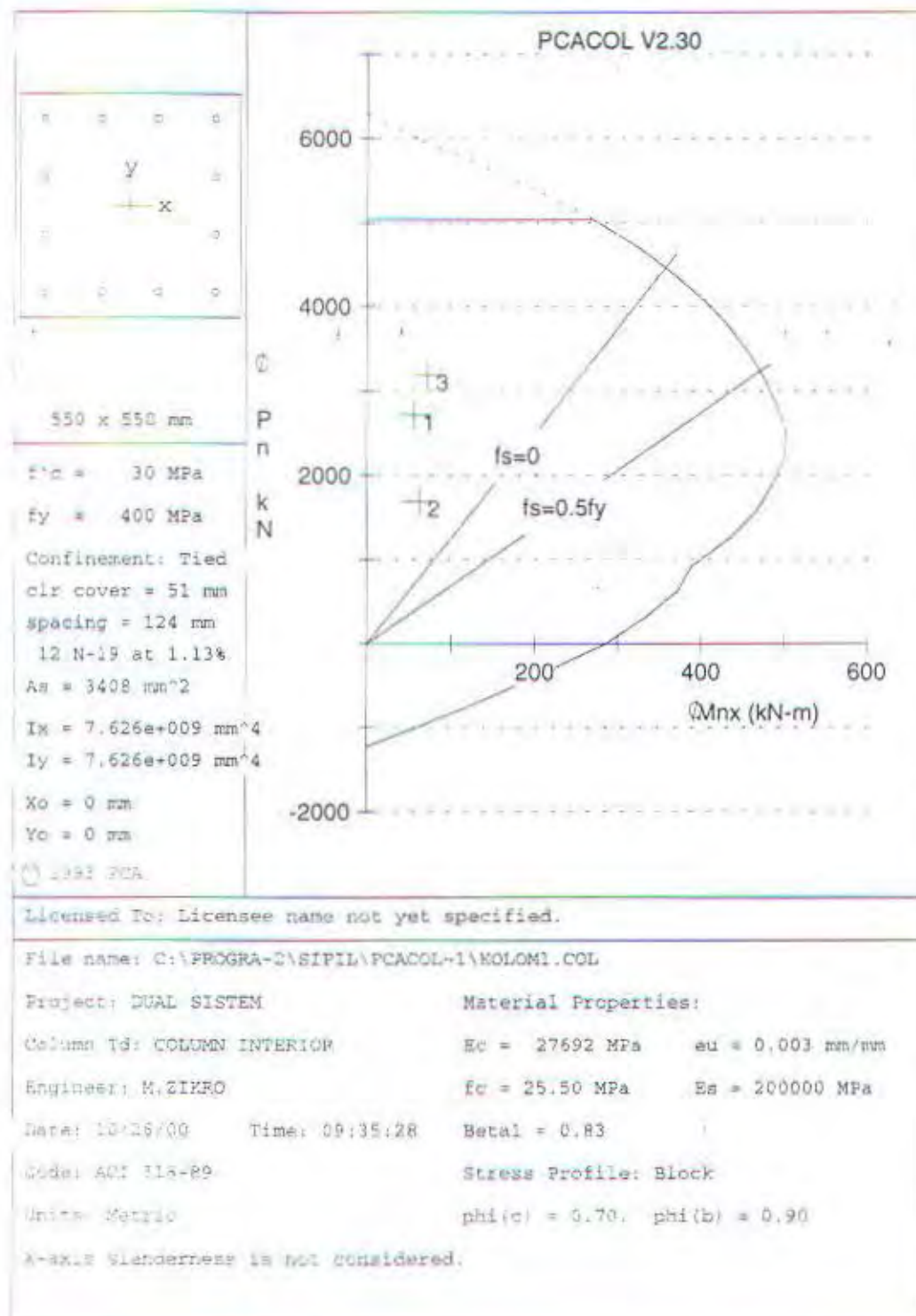
Karena dalam output ETABS telah diperhitungkan akibat pengaruh  $P-\Delta$  efek sehingga tidak perlu menghitung adanya pembesaran momen. Sehingga harga momen hasil perhitungan langsung dapat digunakan.

Dengan bantuan diagram interaksi kolom M – N dari Program PCACOL V2.30 didapatkan nilai  $\rho = 1,50 \%$  ( gambar 7.4 dan 7.5 Diagram interaksi untuk kolom ). Untuk kolom interior dipasang tulangan utama 16D19 (  $\rho = 1,50 \%$  ) dan untuk kolom eksterior dipasang tulangan utama 12D19 (  $\rho = 1,16 \%$  ). Untuk catatan prosentase tulangan untuk kedua kolom berada pada prosentase yang diijinkan 1 % sampai 8 %



Gambar 7.4 Diagram Interaksi untuk Kolom Interior





Gambar 7.5 Diagram Interaksi untuk Kolom Eksterior

### 7.2.2 Tulangan Penyaluran Kolom

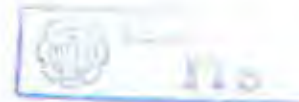
Tulangan transversal spesial untuk penyaluran dibutuhkan sepanjang jarak  $l_o$  pada akhir kolom, dimana  $l_o$  adalah nilai max dari ( 1921.8.5.1 )

- Tebal komponen = 550 mm
- Bentang bersih / 6 = 583,33 mm ( menentukan )
- 500 mm

Digunakan sengkang 2 $\phi$ 10 dengan jarak spasi max ( $S_o$ ) yang diijinkan yaitu :

- $S_o \geq 8 \times \text{diameter terkecil tulangan utama kolom} = 8 \times 22 = 176 \text{ mm (menentukan)}$
- $S_o \geq 24 \times \text{diamter sengkang} = 24 \times 10 = 240 \text{ mm}$
- $S_o \geq h/2 = 550 / 2 = 275 \text{ mm}$
- $S_o \geq 300 \text{ mm}$

Setelah ditentukan panjang  $l_o$  dari muka join. Jarak spasi maksimum dari begel diluar daerah  $l_o$  adalah  $2 S_o = 2 \times 150 = 300 \text{ mm}$



### 7.2.3 Tulangan Transversal untuk Geser

Sama dengan balok, desain gaya geser kolom untuk menahan pengaruh gaya gempa didaerah gempa menengah tidak didasarkan pada gaya geser terfaktor hasil analisa struktur, tetapi diambil dari Kuat Momen Nominal pada muka tumpuan pada masing-masing join (1921.8.3 ). Gaya join ini ditentukan menggunakan  $M_n$  yang berhubungan dengan jarak beban aksial terfaktor pada komponen. Perlu dicatat bahwa gaya geser yang dihitung tidak boleh kurang dari gaya geser terfaktor dari analisa struktur

Kuat Momen Nominal dari rangka balok dalam satu join adalah 230,223 kNm. Jadi desain gaya geser didasarkan pada momen nominal balok adalah

$$V_u = \frac{2x(M_n^+ + M_n^-) \left( \frac{l_2}{l_1 + l_2} \right)}{l_1} = \frac{2x(230,224/2) \left( \frac{3,5}{3,5 + 3,5} \right)}{3,5} = 118,698 \text{ kN}$$

Hasil analisa ini nilainya lebih besar dari gaya geser hasil analisa struktur. Sejak gaya asial terfaktor kolom lebih besar dari  $A_g \cdot f_c' / 20 = 453,750 \text{ kN}$ , maka kuat geser dari beton ( $V_c$ ) digunakan ( 1921.4.5.2 dan 1911.3.1.2 )

$$V_c = 0,166 \left( 1 + 0,073 \frac{N_u}{A_g} \right) \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d$$

$$= 0,166 \left( 1 + 0,073 \frac{1997,92}{550^2} \right) \sqrt{30} \cdot 550 \cdot 480 = 133,51 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = 0,85 V_c = 113,48 \text{ kN}$$

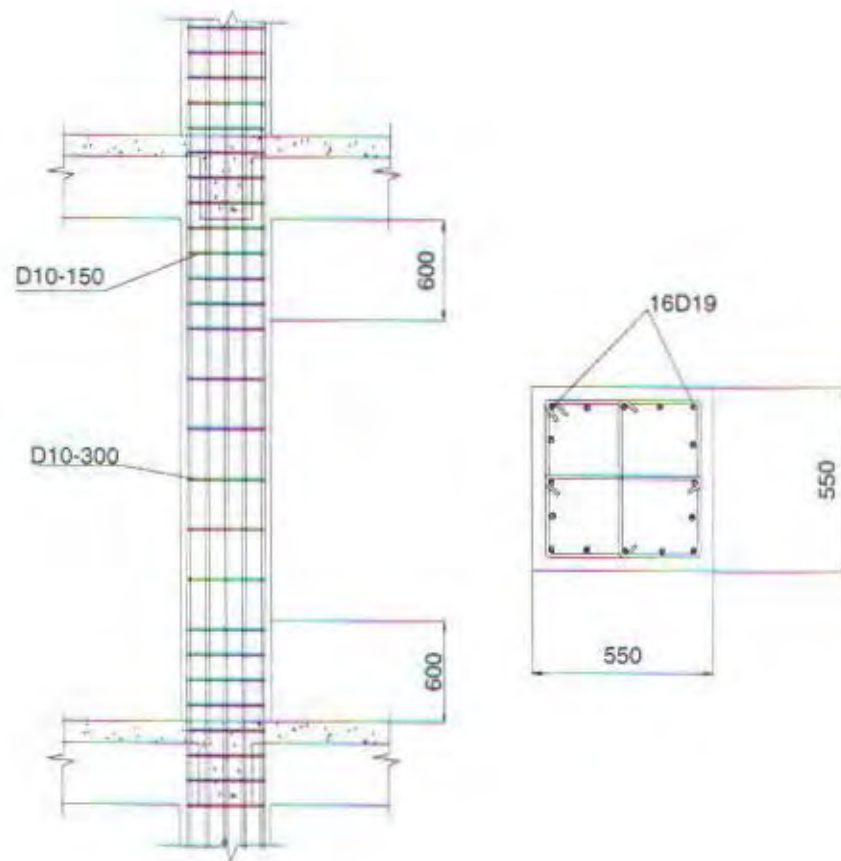
Digunakan begel  $2\phi 10$  ( $A_s = 157 \text{ mm}^2$ ) dengan jarak spasi max 450 mm

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s} = \frac{157 \cdot 240 \cdot 510}{450} = 38,433 \text{ kN}$$

$$\phi V_n = \phi (V_c + V_s)$$

$$= 113,48 + 38,43 = 146,14 > 118,698 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{OK}$$





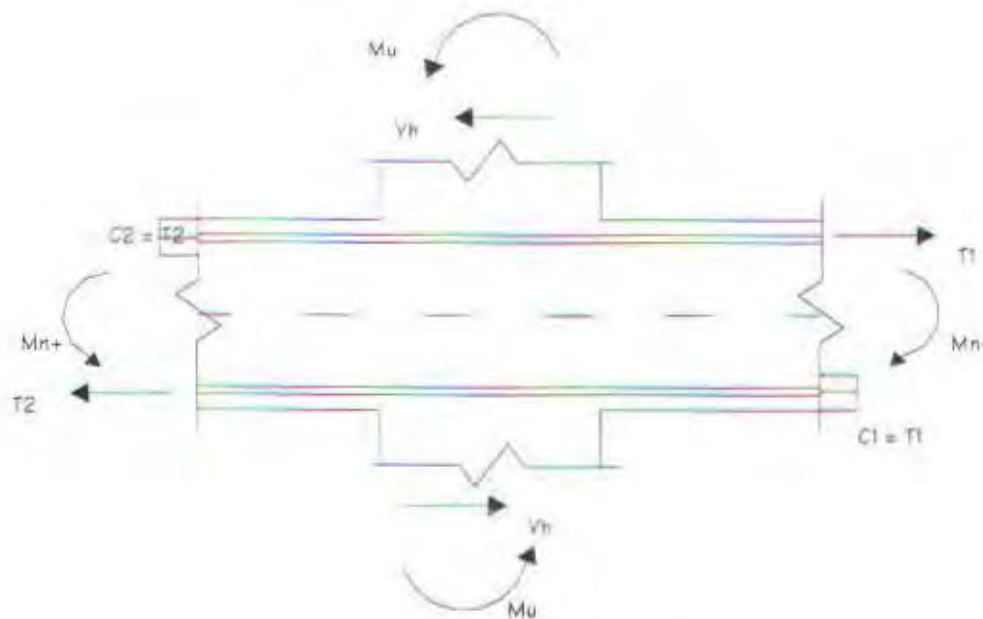
Gambar 7.6 Detail Penulangan Kolom Interior

### 7.3 PERENCANAAN PENULANGAN BEAM-COLOUMN JOINT

#### Interior Beam – Coloumn Joint

Dalam perencanaan pertemuan balok kolom diambil contoh beam-coloumn joint pada lantai 6. Kuat geser diperiksa sepanjang garis kolom pada arah x dan y. Gaya geser yang dipakai dalam perencanaan diambil dari penjumlahan gaya geser horisontal kolom dari jumlah gaya tarik tulangan atas balok dan gaya tekan tulangan bawah balok pada arah yang berlawanan.

Gaya geser horisontal kolom (  $V_h$  ) diambil dengan mengasumsikan bahwa balok lantai mengalami deformasi dengan kolom pada daerah sendi plastis, dengan  $M_n^-(\text{beam}) = 230,224 \text{ kNm}$  dan  $M_n^+(\text{beam}) = 185,18 \text{ kNm}$ . Sehingga jumlah momen kolom atas dan bawah dijoin sama dengan  $230,224 + 185,18 = 415,404 \text{ kNm}$



Gambar 7.7 Analisa Geser Interior Beam-Column Joint

Ini diasumsikan bahwa momen balok ditahan oleh kolom atas dan bawah dijoin secara proposional menurut panjangnya. Maka gaya geser horisontal kolom adalah : (  $V_h$  )

$$V_h = 2 \times \left( \frac{230,24}{2} + \frac{185,18}{2} \right) \times \frac{1}{3,5} = 118,6 \text{ kN}$$

Gaya tarik pada tulangan atas balok ( 5D19 )  $T1 = f_y A_s = 612,3 \text{ kN}$  dan gaya tekan pada sisi yang berlawanan pada kolom ( 4D19 )  $T2 = f_y A_s' = 489,84 \text{ kN}$ .

Jadi gaya geser horisontal pada Beam Column Joint :

$$\begin{aligned} V_{jh} &= T1 + T2 - V_{h_{kolom}} \\ &= 612,3 + 489,84 - 118,6 = 983,54 \text{ kN} \end{aligned}$$

Untuk joint yang terdapat pertemuan balok pada ke 4 sisinya , kuat geser nominal (  $\phi V_c$  ) adalah :

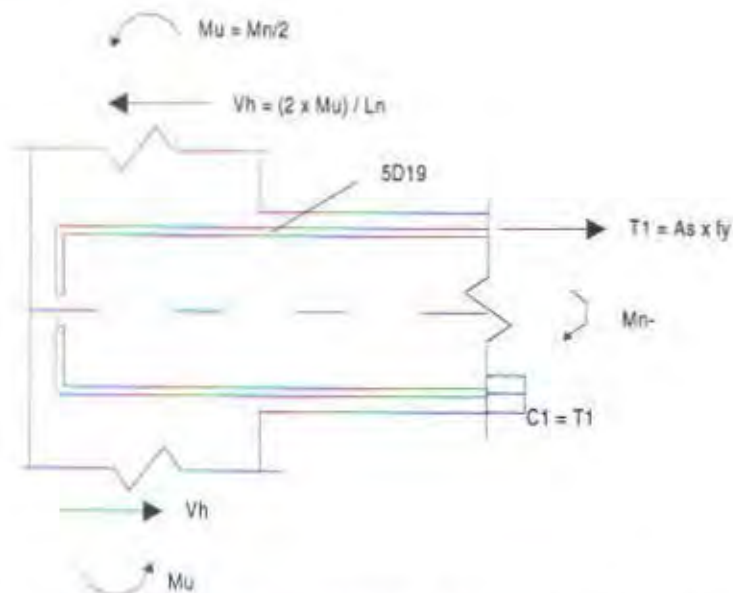
$$\begin{aligned} \phi V_c &= \phi \cdot 1,66 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot A_j \\ &= 0,85 \times 1,66 \times \sqrt{30} \times 500 \times 500 \\ &= 1932,1 \text{ kN} > 983,5 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{OK} \end{aligned}$$

#### Eksterior Beam – Coloumn Joint

Dalam perencanaan pertemuan balok kolom eksterior diambil contoh beam-coloumn joint pada lantai 6. Kuat geser diperiksa sepanjang garis kolom pada arah x dan y. Gaya geser yang dipakai dalam perencanaan diambil dari penjumlahan gaya geser horisontal kolom dari jumlah gaya tarik tulangan atas balok dan gaya tekan tulangan bawah balok pada arah yang berlawanan.

Gaya geser horisontal kolom (  $V_h$  ) diambil dengan mengasumsikan bahwa balok lantai mengalami deformasi dengan kolom pada daerah sendi plastis, dengan  $M_n(\text{beam}) = 230,224 \text{ kNm}$  . Sehingga jumlah momen kolom atas dan bawah dijoin sama dengan 230,224 kNm





Gambar 7.8 Analisa Geser untuk Eksterior Beam-Column Joint

Ini diasumsikan bahwa momen balok ditahan oleh kolom atas dan bawah dijoint secara proposional menurut panjangnya. Maka gaya geser horizontal kolom adalah : (  $V_h$  )

$$V_h = 2 \times \left( \frac{230,24}{2} + \frac{230,24}{2} \right) \times \frac{1}{3,5} = 65,7 \text{ kN}$$

Gaya tarik pada tulangan atas balok ( 5D19 )  $T_1 = f_y A_s = 612,3 \text{ kN}$

Jadi gaya geser horizontal pada Beam Column Joint :

$$\begin{aligned} V_{jh} &= T_1 - V_{h_{kolom}} \\ &= 612,3 - 65,7 = 546,6 \text{ kN} \end{aligned}$$

Untuk joint yang terdapat pertemuan balok pada ke 3 sisinya , kuat geser nominal (  $\phi V_c$  ) adalah :

$$\begin{aligned} \phi V_c &= \phi \cdot 1,25 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot A_j \\ &= 0,85 \times 1,25 \times \sqrt{30} \times 500 \times 500 \\ &= 1454,88 \text{ kN} > 546,5 \text{ kN} \dots\dots\dots\text{OK} \end{aligned}$$

## 7.4 PERENCANAAN PENULANGAN SHEARWALL

Data perencanaan shearwall lantai dasar :

- Tinggi dinding geser ( $h_w$ ) = 35000 mm = 35 m
- Panjang horisontal ( $l_w$ ) = 4000 mm = 4 m
- Tebal dinding geser ( $h$ ) = 250 mm = 0,25 m
- Jarak tulangan tarik dengan serat tekan terluar  $d = 0,8 \times l_w = 3200$  mm

Tabel 7.7 Hasil Gaya Dalam pada Shearwall pada Lantai Dasar

Hasil Analisa Struktur

Kombinasi	Gaya Aksial	Momen	Gaya Geser (kN)	
	kN	kNm	Arah x	Arah y
1.4D + 1.7L	2622,88	-661,44	0	0
0.77D + 1.1E	1680,31	-13398,80	2665,32	1355,92
1.54D + 0.55L + 1.1E	2622,88	-13336,76	2665,37	1355,92

### Desain Gaya Geser Shearwall

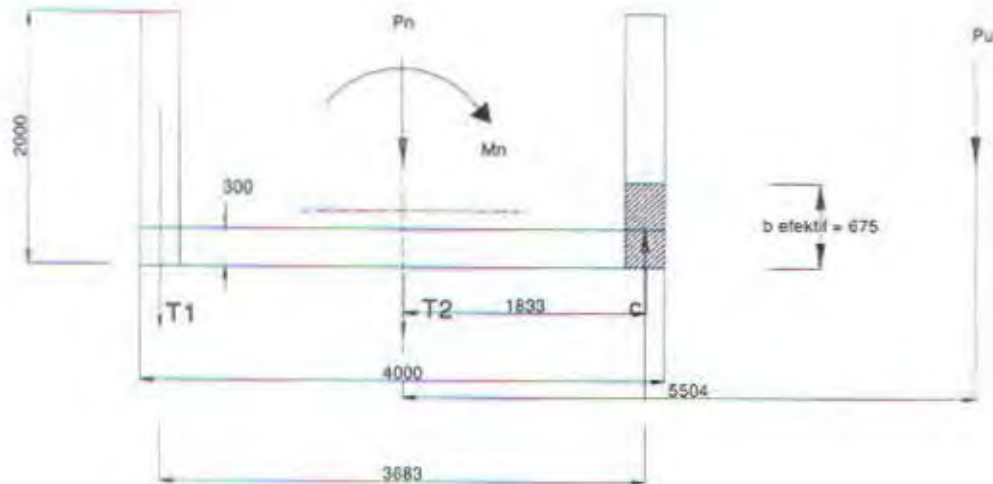
Pada daerah gempa Zone 2B perencanaan shearwall tidak membutuhkan spesial detailing requirement. Dimana shearwall direncanakan sebagai struktur dinding kantilever untuk menahan gaya geser lateral akibat gempa. Tetapi pada elemen shearwall ini untuk memberikan peningkatan kuat lentur kepada shearwall dan untuk menjaga agar dinding tidak menekuk maka diperlukan spesial detailing pada dinding geser terutama pada dasar dinding geser.

#### a. Kontrol Tebal Minimum Dinding Geser

$h_{min} = 1/25 L_w$  atau  $1/25 h_w$  ( diambil yang terkecil tetapi tidak boleh lebih kecil dari 100 mm ) ..... UBC pasal 1914.5.3.1

$$= 1/25 \times 400 = 20 \text{ cm atau}$$

$$= 1/25 \times 350 = 15 \text{ cm, tebal yang dipakai } 25 \text{ cm} > 10 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{OK}$$



Gambar 7.9 Penampang Shearwall

## b. Kontrol Gaya Geser maksimum pada Shearwall

$$V_n < \frac{5}{6} \sqrt{f_c'} \cdot h \cdot d \dots \dots \dots \text{UBC pasal 1911.10.3}$$

$$V_n = \frac{2665310}{0,65} = 4\,100\,476,9 \text{ N}$$

$$4\,100\,476,9 \text{ N} < \frac{5}{6} \sqrt{30} \cdot 400 \cdot 4000 = 5\,819\,004,5 \dots \dots \dots \text{OK}$$

## c. Desain Lentur Shearwall akibat Pn dan Mn arah X

$$\text{Beban } P_u = 2\,622\,880 \text{ N}$$

$$P_n = P_u / 0,8 = 3\,278\,600$$

$$M_u = 13\,336\,770\,000 \text{ Nmm}$$

$$M_n = M_u / 0,8 = 16\,670\,962\,500$$

$$e_b = \frac{M_n}{P_n} = 5\,084,7 \text{ mm}$$



- Pada elemen 3 dianggap menerima gaya tekan akibat beban lentur dimana pusat compression C dianggap berjarak  $a_c = 167$  mm dari ujung kanan shearwall
- Pada elemen 2 menerima gaya tarik T2 maka dipasang tulangan rangkap dengan  $\rho_{min} = 0,0025$

$$T2 = \rho \times A2 \times f_y = 0,0025 \times (4000 - 2 \times 600) \times 400$$

$$= 1\,020\,000 \text{ N}$$

maka dipasang tulangan 24 D16 - 300 sepanjang elemen 2 dengan

$$\rho = \frac{2 \times (201)}{400 \times 300} = 0,0035 > 0,0025 \dots\dots\dots \text{OK}$$

- Untuk elemen 1 yang menerima gaya tarik ( tension force ) maka

$$T1 = A_{s1} \times f_y$$

$$T1 = \frac{X_u \cdot P_n - X_2 \cdot T_2}{X_u} = \frac{3671 \times 2,610^6 - 1833 \times 1,02 \cdot 10^6}{3683}$$

$$= 2,1 \cdot 10^6 \text{ N}$$

$$A_{s1 \text{ perlu}} = \frac{T1}{f_y} = 5265,9 \text{ mm}^2$$

Dipasang tulangan rangkap 18 D19 - 250 (  $A_{s \text{ pakai}} = 5652 \text{ mm}^2$  ) pada elemen 1

- Check letak titik pusat compression

$$C = T1 + T2 + P_n$$

$$= 5,270 \cdot 10^6 \text{ N}$$

$$a = \frac{C}{0,85 \times f_c' \times b} = \frac{5,75 \cdot 10^6}{0,85 \times 30 \times 675}$$

$$= 334 \text{ mm}$$

$$a_o = \frac{a \cdot (675 \times 0,85 \times 30) \cdot \frac{a}{2}}{C} = 167 \text{ mm} \sim 167 \text{ mm ( anggapan )}$$

- Kontrol keseimbangan Momen pada titik centroidal

$\Sigma M$  terhadap titik centroidal =

$$T1 = 1,627 \cdot 10^6 \times 1850 = 3\,009,95 \cdot 10^6 \text{ kN}$$

$$T2 = 1\,020\,000 \times 0 = 0$$

$$C = -5,270 \cdot 10^6 \times 1960 = 10\,329,2 \cdot 10^6 \text{ kN}$$

$$= 13\,339,15 \cdot 10^6 \text{ kN} - 13\,336,770 \text{ kN} \dots \text{OK}$$

- Akibat gempa bolak balik maka elemen 3 juga dipasang tulangan tarik yang sama dengan elemen 1. Untuk mengantisipasi gaya tekan C pada elemen 3 maka perlu dipasang tulangan tekan untuk elemen 3 dimana gaya C ini bekerja pada elemen 3 dengan  $b_{\text{efektif}} = 675 \text{ mm}$  ( lebar flange yang menerima tekan )

Maka gaya yang bekerja pada elemen 3

$$\text{Gaya tekan C} = 5\,749\,222 \text{ N}$$

Gaya dalam pada flange elemen 3

$$C_c = 0,85 \times 30 \times 675 \times 300 = 5\,163\,750 \text{ N}$$

$$C_s = ( \text{tulangan tarik diabaikan} ) = 0 \text{ N}$$

$$= 585\,472 \text{ N}$$

$$\text{As tekan perlu} = \frac{C}{f_y} = \frac{585472}{400} = 1\,463,68 \text{ mm}^2$$

$$\text{Dipasang 4 D25 ( tulangan tekan )} = 1\,960,00 \text{ mm}^2$$

d. Desain Lentur Shearwall akibat  $P_n$  dan  $M_n$  arah Y

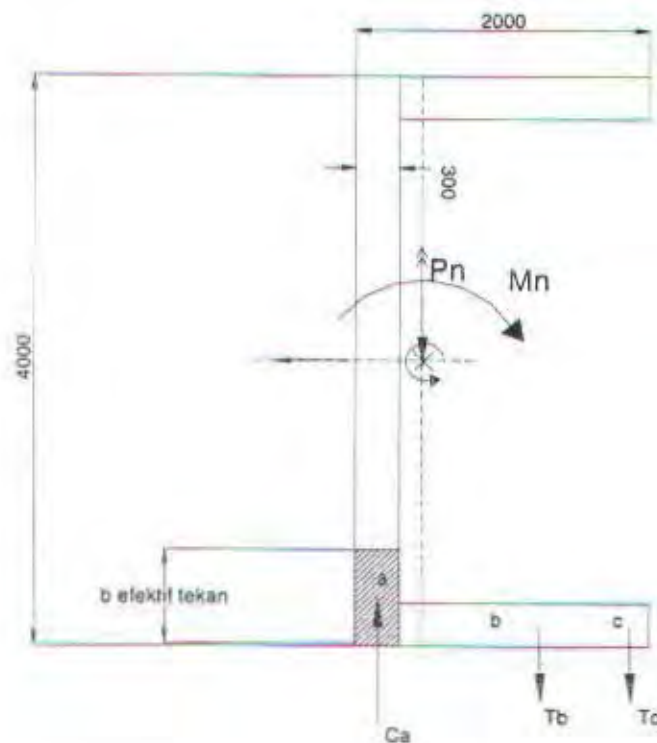
Beban  $P_u = 2\,622\,880\text{ N}$

$$P_n = P_u / 0,8 = 3\,278\,600\text{ N}$$

$$M_u = 13\,336\,770\,000\text{ Nmm}$$

$$M_n = M_u / 0,8 = 16\,670\,962\,500$$

$$e_b = \frac{M_n}{P_n} = 5\,084,7\text{ mm}$$



Gambar 7.10 Gambar Penampang Shearwall untuk gaya geser arah y

- Pada elemen a dianggap menerima gaya tekan akibat beban lentur dimana pusat compression C dianggap berjarak  $a_0 = 121\text{ mm}$  dari ujung kiri shearwall



- Pada elemen b menerima gaya tarik  $T_b$  maka dipasang tulangan rangkap dengan

$$\rho_{min} = 0,0025$$

$$T_b = \rho \times A_2 \times f_y = 0,0025 \times (2500 - 2 \times 300) \times 400$$

$$= 570\,000 \text{ N}$$

maka dipasang tulangan 12 D16 – 300 sepanjang elemen b dengan

$$\rho = \frac{2 \times (201)}{400 \times 300} = 0,0035 > 0,0025 \dots\dots\dots \text{OK}$$

- Untuk elemen c yang menerima gaya tarik ( tension force ) maka

$$T_c = A_{s1} \times f_y$$

$$T_c = \frac{X_b \cdot P_n - X_2 \cdot T_2}{X_u} = \frac{3671 \times 2,610^6 - 1833 \times 1,02 \cdot 10^6}{3683}$$

$$= 2,28 \cdot 10^6 \text{ N}$$

$$A_{s1 \text{ perlu}} = \frac{T_c}{f_y} = 5712,63 \text{ mm}^2$$

Dipasang tulangan tarik 8 D32 (  $A_{s \text{ pakai}} = 6430 \text{ mm}^2$  ) pada elemen c

- Check letak titik pusat compression ( pd elemen c )

$$C = T_b + T_c + P_n$$

$$= 4,166 \cdot 10^6 \text{ N}$$

$$a = \frac{C}{0,85 \times f_c' \times b} = \frac{5,75 \cdot 10^6}{0,85 \times 30 \times 675}$$

$$= 242 \text{ mm}$$

$$a_o = \frac{a \cdot (675 \times 0,85 \times 30) \cdot \frac{a}{2}}{C} = 121 \text{ mm} \sim 121 \text{ mm ( anggapan )}$$

- Kontrol keseimbangan Momen pada titik centroidal

$\Sigma M$  terhadap titik centroidal =

$$T1 = 2,28 \cdot 10^6 \times 1100 = 2508,12 \cdot 10^6 \text{ kN}$$

$$T2 = 570\,000 \times 0 = 0$$

$$C = -4,166 \cdot 10^6 \times 1129 = 4\,703,4 \cdot 10^6 \text{ kN}$$


---


$$= 7\,215,15 \cdot 10^6 \text{ kN} \sim 7\,217,50 \text{ kN} \dots \text{OK}$$

- Akibat gempa bolak balik maka elemen 3 juga dipasang tulangan yang sama dengan elemen 1. Untuk mengantisipasi gaya tekan C pada elemen 3 maka perlu dipasang tulangan tambahan untuk elemen 3 dimana gaya C ini juga bekerja pada elemen 1 akibat gempa bolak balik

Maka gaya yang bekerja pada elemen a

- Gaya tekan C  $= 4\,166\,493 \text{ N}$

- Gaya dalam pada sayap elemen 3

$$Cc = 0,85 \times 30 \times 675 \times 300 = 5\,163\,750 \text{ N}$$

$$Cs = (\text{tulangan tarik diabaikan}) = 0 \text{ N}$$

---


$$= -997\,257 \text{ N}$$

Maka ada gaya berlebih akibat kemampuan beton menahan gaya tekan

Maka gaya yang bekerja pada elemen c

- Gaya tekan C  $= 4\,166\,493 \text{ N}$

- Gaya dalam pada sayap elemen 3

$$Cc = 0,85 \times 30 \times 300 \times 300 = 2\,295\,000 \text{ N}$$

$$Cs = 6430 \times 400 = 2\,572\,000 \text{ N}$$

---


$$= -700\,507 \text{ N}$$

Maka ada gaya berlebih akibat tulangan tarik yang dipasang

e. Desain Kuat Geser Shearwall akibat gaya geser  $V_u$ 

- Untuk gaya geser arah x ( elemen 2 )

$$V_u = 2\,665\,310 \text{ N}$$

$$V_n = V_u / 0,65 = 4,1 \times 10^6 \text{ N}$$

Pada sendi plastis, yaitu dasar Shearwall  $V_c = 0 \text{ N}$

$$V = \frac{4,1 \times 10^6}{300 \times 3400} = 4,02 \text{ N/mm}^2$$

Diambil jarak  $s = 200 \text{ mm}$

$$A_h = \frac{4,02 \times 300 \times 200}{400} = 603 \text{ mm}^2$$

Dipasang 2D19 – 200 (  $628 \text{ mm}^2$  ) setinggi lw

- Untuk gaya geser arah y ( elemen 1 dan 3 )

$$V_u = 1\,355,92 \text{ kN}$$

$$V_n = V_u / 0,65 = 2,08 \times 10^6 \text{ N}$$

Pada sendi plastis, yaitu dasar Shearwall  $V_c = 0 \text{ N}$

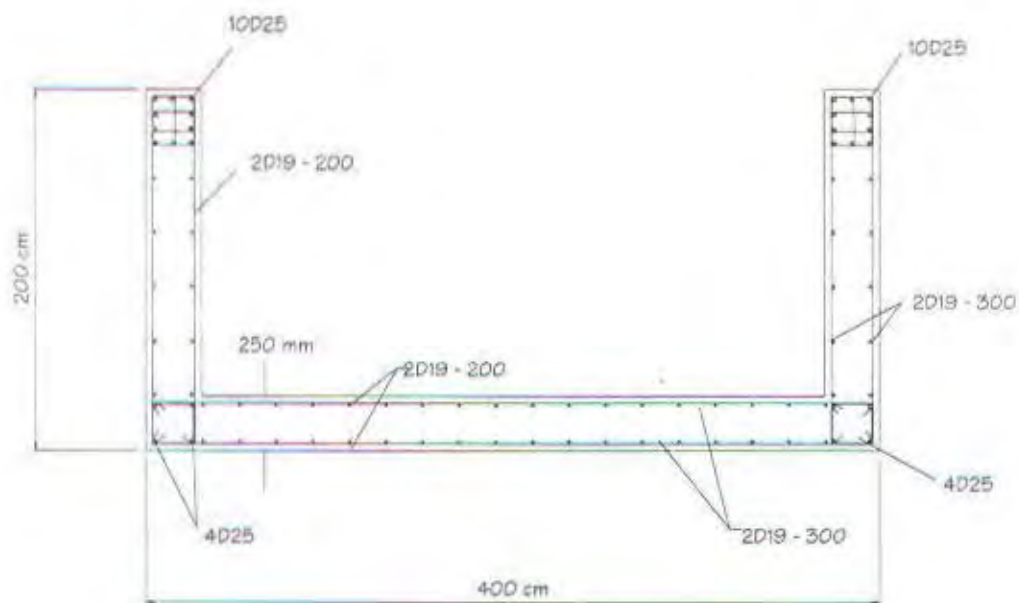
$$V = \frac{2,081 \times 10^6}{300 \times 2500} = 2,78 \text{ N/mm}^2$$

Diambil jarak  $s = 300 \text{ mm}$

$$A_h = \frac{2,78 \times 300 \times 300}{400} = 625,5 \text{ mm}^2$$

Dipasang 2D19 – 300 (  $628 \text{ mm}^2$  ) setinggi lw





Gambar 7.11 Gambar Penulangan Shearwall



**TUGAS AKHIR**  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

**BAB VII**  
**PERANCANGAN PONDASI**

## **BAB VIII**

### **PERANCANGAN PONDASI**

Pondasi gedung ini direncanakan menggunakan pondasi tiang pancang dengan penampang bujur sangkar . Hal ini dikarenakan jenis tanah adalah lempung lunak, sehingga daya dukung tanah tidak bisa diharapkan dari kuat desaknya saja.

Perencanaan pondasi meliputi perhitungan jumlah tiang pancang yang diperlukan serta perencanaan poer dan sloof.

#### **8.1 PERENCANAAN JUMLAH TIANG PANCANG**

##### **8.1.1 Data Tanah**

Data tanah yang dipakai pada perancangan pondasi gedung ini didapat dari hasil penyelidikan tanah berupa data sondir dan boring.

##### **8.1.2 Daya Dukung Pondasi**

Daya dukung pondasi tiang pancang harus diinjau dari dua faktor, yaitu daya dukung tanah dan kekuatan bahan. Besarnya daya dukung tanah pada pondasi tiang pancang dihitung dari perlawanan di ujung tiang dan lekatan disekeliling tiang. Sedangkan kekuatan bahan dapat diketahui dari spesifikasi tiang pancang yang dipakai. Nilai yang menentukan dari kedua faktor kekuatan tersebut digunakan sebagai besaran daya dukung pondasi.

##### **8.1.3 Daya Dukung Tanah**

Perhitungan daya dukung tanah pondasi tiang pancang yang berdasarkan data sondir harus memperhitungkan daerah yang mengalami keruntuhan geser akibat penetrasi konus atau tiang pancang, yaitu pada daerah 4D dibawah ujung tiang dan 4D diatas ujung tiang.



Harga konus yang dipakai tidak menggunakan harga konus di ujung tiang, tetapi diambil dari harga konus rata-rata sepanjang daerah tersebut.

- Tahanan ujung tiang

$$Q_p = C_n \times A_p$$

Dimana :  $Q_p$  = daya dukung akibat tahanan ujung ( kg )

$C_n$  = harga konus rata-rata sepanjang daerah keruntuhan ( kg/cm<sup>2</sup> )

$A_p$  = luas penampang ujung tiang ( cm<sup>2</sup> )

- Lekatan keliling tiang

$$Q_s = JHP \times O$$

Dimana :  $Q_s$  = daya dukung akibat lekatan tanah disekeliling tiang ( kg )

$JHP$  = jumlah hambatan pekat pada kedalaman tiang ( kg/cm )

$O$  = keleiling selimut tiang ( cm )

Besarnya daya dukung ijin untuk satu tiang pancang yang berdiri sendiri adalah :

$$Q_u = \frac{Q_p}{3} + \frac{Q_s}{5}$$

Sedangkan daya dukung ijin untuk satu tiang pancang dalam kelompok harus dihitung dengan mengalikan daya dukung ijin satu tiang yang berdiri sendiri dengan faktor efisiensi ( Eff )

$$P_1 = Q_u \times \text{Eff}$$

Agar faktor efisiensi tidak kurang dari satu, maka jarak as ke as dari tiang pancang dalam kelompok harus memenuhi ketentuan :

$$s \geq \frac{1.57 D n \ln 2 - 2D}{n \ln 2 - 2}$$

dimana :  $s$  = spasi as ke as dari tiang pancang dalam kelompok

$D$  = diameter tiang pancang

$N_1, n_1$  = jumlah lajur baris dan kolom tiang pancang dalam kelompok

Namun apabila spasi yang ada kurang dari nilai tersebut, maka faktor efisiensi tiang dalam kelompok dapat dihitung dengan :

$$Eff = 1 - \frac{\arctg(D/s)}{90^\circ} \left( 2 - \frac{1}{n_1} - \frac{1}{n_2} \right)$$

Hasil perhitungan daya dukung pondasi tiang pancang pada tiap-tiap kedalaman akan dirangkum dalam bentuk tabel.

• Data Perencanaan :

- Jumlah tiang = 4 buah
- Dimensi Tiang Pancang = 40 x 40 cm
- Spasi=150 cm
- Dimensi = 3,0 x 3,5 x 1 m
- $\Sigma x^2 = 4 \times 1,50^2 = 9 \text{ m}^2$
- $\Sigma y^2 = 4 \times 1,50^2 = 9 \text{ m}^2$
- $\phi = \arctg (50/150) = 18,435$
- $Eff = 1 - 18,43 \frac{(2-1)x2 + (2-1)x2}{90x2x2} = 0,80$



Daya dukung tanah terhadap 1 tiang dalam kelompok ( group )

Z	Cn ( kg/cm2)				JHP	Qp	Qs	Qu	P1
m	Z	(Z-4D)	(Z+4D)	rata-2	(kg/cm)	kg	kg	kg	kg
10	4	2	5	3.67	450	7199.5	70650	16529.83	16529.83
11	5	2	6	4.33	475	8508.50	74575	17751.17	17751.17
12	5	4	6	5.00	495	9817.50	77715	18815.50	18815.50
13	6	5	6	5.67	530	11126.50	83210	20350.83	20350.83
14	6	5	7	6.00	560	11781.00	87920	21511.00	21511.00
15	6	6	8	6.67	595	13090.00	93415	23046.33	23046.33
16	7	6	9	7.33	650	14399.00	102050	25209.67	25209.67
17	8	6	120	44.67	700	87703.00	109900	51214.33	51214.33
18	9	7	250	88.67	750	174097.00	117750	81582.33	81582.33
19	120	8	250	126.00	880	247401.00	138160	110099.00	110099.00
20	250	9	250	169.67	950	333140.50	149150	140876.83	140876.83



### 8.1.4 Pembebanan Pondasi

#### Data Pembebanan

Hasil analisa struktur utama ( ETABS ) dari kombinasi beban berfaktor maximum pada kolom interior adalah :

Kombinasi	P (kN )	Mu <sub>kolom</sub> ( kNm )		Vu <sub>kolom</sub> ( kN )	
		Arah x	Arah y	Arah x	Arah y
1,0 D + 1,0 L	2289	34,17	55,1	6,34	4,23
1,4 D + 1,7 E	2950	35,52	-20	16,7	10,3
1,2 D + 2,8 E	3438	30,03	-96,38	38,31	32,2

- $W_{poer} = 3 \times 3 \times 1 \times 2400 = 21600 \text{ kg}$

Beban aksial maksimum pada satu tiang dalam kelompok, dihitung berdasarkan gaya aksial dan momen dari beban tak berfaktor yang ada, yaitu :

$$P_{\max} = \frac{\sum P}{n} + \frac{M_{x,y \max}}{\sum y^2} + \frac{M_{y,x \max}}{\sum x^2}$$

dimana :  $P_{\max}$  = beban aksial maximum yang diterima satu tiang pancang

$\sum P$  = beban aksial + termasuk berat poer

$M_x$  = momen tak berfaktor yang bekerja terhadap sumbu x

$M_y$  = momen tak berfaktor yang bekerja terhadap sumbu y

$n$  = jumlah tiang pancang dalam kelompok

$x_{\max}$  = absisi terjauh dari titik berat kelompok tiang

$y_{\max}$  = ordinat terjauh dari titik berat kelompok tiang

$\sum x^2$  = jumlah dari kuadrat absisi tiap tiang

$\sum y^2$  = jumlah dari kuadrat ordinat tiap tiang

- $\sum P = P + W_{poer} = 228900 + 21600 = 250500 \text{ kg}$
- $M_x = 3417 \text{ kgn}$
- $M_y = 5510 \text{ kgm}$



$$P_{\max} = \frac{\Sigma P}{n} + \frac{M_{x,y \max}}{\Sigma y^2} + \frac{M_{y,x \max}}{\Sigma x^2}$$

$$= 64\,112,8 \text{ kg}$$

kedalaman tiang pancang = 19 m (  $P_{\text{tiang}} = 110\,099 \times 0,8 = 88\,080 \text{ kg}$  )

## 8.2 DESAIN KEKUATAN BAHAN TIANG PANCANG

Agar tiang pancang tetap berperilaku elastis selama terjadinya gempa maka kekuatan tiang pancang didesain dengan kombinasi beban spesial ( special load combination )

### a. Desain Tiang Pancang Terhadap Gaya Aksial Maksimum

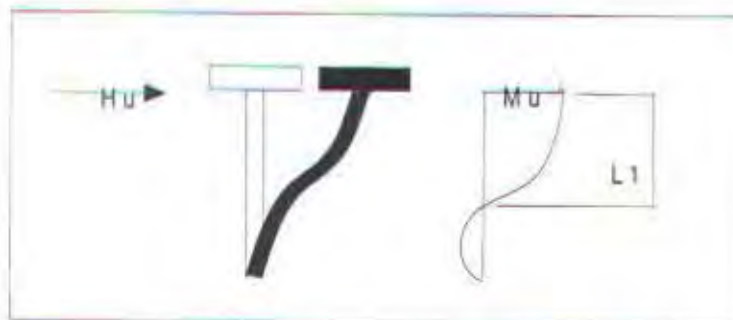
$$P_{\max} = \frac{\Sigma P}{n} + \frac{M_{x,y \max}}{\Sigma y^2} + \frac{M_{y,x \max}}{\Sigma x^2}$$

$$P_{\max} = \frac{343800 + 21600}{4} + \frac{3003 \times 1,5}{9} + \frac{9638 \times 1,5}{9}$$

$$= 88\,056,33 \text{ kg} > 64\,112,8 \text{ kg}$$

### b. Desain Tiang Pancang Terhadap Gaya Lateral

Tiang pancang harus mampu menerima gaya tekan aksial dan momen akibat gaya horisontal dengan cara mengubah gaya horisontal menjadi momen tambahan yang bekerja pada tiang pancang.



Akibat gaya lateral akan timbul gaya perlawanan tanah, yang mana beban perlawanan tanah inilah yang akan menimbulkan lentur terhadap tiang pancang. Momen yang terjadi akibat gaya horisontal ini harus dicek terhadap kekuatan bending dari tiang pancang yang digunakan. Untuk mendapatkan momen-momen akibat gaya horisontal ini digunakan rumus-rumus yang dikenalkan oleh NAVFAC DM-7 ( 1971 ).

Kuat Momen ( akibat beban lateral )

Diasumsikan ujung tiang panjang terjepit kaku pada poer yang menempel diatas permukaan tanah .

- Gaya lateral satu tiang (  $H_u$  )

$$\begin{aligned} H_u &= V_{u_{kol}} \times \Omega_o \\ &= 3831 \times 2,8 = 10726,6 \text{ kg} \\ H_{l \text{ tiang}} &= \frac{10726,6}{4} = 2681,7 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Kekakuan relatif tiang (  $T$  )

$$\begin{aligned} I &= \frac{1}{12} \times (b \times h^3) = 520833 \text{ cm}^4 \\ E_c &= 4700 \sqrt{f_c'} = 4700 \sqrt{30'} = 257430 \text{ kg/cm}^2 \\ C_u &= 0.15 \text{ kg/cm}^2 \\ q_u &= 2C_u = 2 \times 0.15 = 0.30 \text{ kg/cm}^2 = 0.30 \text{ tsf } f = u/ft^3 = 0.096 \text{ kg/cm}^3 \\ f &= 3 \text{ ton/ft}^3 = 0,1059 \text{ kg/cm}^3 \end{aligned}$$

$$T = \left( \frac{EI}{f} \right)^{1/5} = \left( \frac{257430 \times 520833}{0.1059} \right)^{1/5} = 263.3 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{T} = \frac{1900}{263} = 7,2$$

- Momen maximum pada satu tiang (  $M_{max}$  )

$$M_{max} = F_m \times (H \times T)$$

Dimana :  $F_m$  = koefisien akibat H

$$= 0,8 ( Z/T ) = 0 \text{ dan } L/T = 7,2$$

$$M_{max} = 0,8 \times 2681,7 \times 2,63 = 5640,82 \text{ kgm}$$

Maka dengan diagram interaksi dengan bantuan program PCACOL diperoleh nilai  $\rho = 1 \%$

$$A_s \text{ perlu} = 0,01 \times 500 \times 500$$

$$= 2500 \text{ mm}^2$$

ditetapkan tulangan 12-D19 (  $A_s = 3408 \text{ mm}^2$  )

Tulangan Geser Tiang Pondasi

$$V_u \text{ 1 tiang pancang} = 2668 \text{ kg}$$

$$V_c = 0,166 ( 1 + 0,073 \frac{N_u}{A_g} ) \sqrt{f_c'} . b_w . d$$

$$V_c = 0,166 ( 1 + 0,073 \frac{3065100}{500 \times 500} ) \sqrt{30'} . 500 \times 500 = 227363 \text{ N} = 2273 \text{ kg}$$

$$\phi V_c = 0,85 V_c = 3617,13 \text{ N} = 36,17 \text{ kg}$$

Digunakan sengkang 2D10 (  $A_s = 157,7 \text{ mm}^2$  ) dengan jarak spasi 200 mm didaerah sejarak  $5h = 250 \text{ cm}$  atau 200 mm (  $S_{pakat} = 300 \text{ cm}$  )

$$V_s = \frac{A_v . f_y . d}{s} = \frac{157(240)500}{200} = 942,00 \text{ N}$$

$$\phi V_n = \phi ( V_c + V_s ) = 2273 + 942 = 3215 \text{ kg} > V_u = 2668 \text{ kg} \dots\dots\dots \text{OK}$$



### 8.3 PERENCANAAN POER ( PILE CAP )

Perencanaan poer meliputi perhitungan kontrol terhadap gaya geser ponds, penulangan lentur dan geser pada penampang kritis

Data pembebanan ( gravitasi )

- $\Sigma P_u = 365\,400\text{ kg}$
- $M_{ux} = 3417\text{ kgm}$
- $M_{uy} = 5510\text{ kgm}$

#### 8.3.1 Kontrol terhadap Geser Ponds

Perencanaan tebal poer harus memenuhi ketentuan bahwa kekuatan geser beton harus lebih besar daripada gaya geser ponds yang terjadi.

Kuat geser beton : .....UBC pasal 1911.12.2.1

$$V_c = \left( 1 + \frac{2}{\beta_c} \right) \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} b_o d \quad \text{.....pers ( 11.35 )}$$

tidak melebihi :  $V_c = \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} b_o d \quad \text{.....pers ( 11.37 )}$

dimana :  $\beta_o$  = ratio sisi panjang terhadap sisi pendek penampang kolom

$b_o$  = keliling dari penampang kritis poer =  $2 ( b_k + h_k + 2d )$

$d$  = tinggi efektif poer

Data perencanaan

- Tebal poer = 100 cm
- Dimensi kolom = 55 x 55 cm
- Decking = 70 mm ( UBC section 1907.7.1 )
- Tulangan lentur = D25

$$d = t\text{-decking} - 1.5 \phi \text{ lentur} = 1000 - 55 - 1.5 \times 25 = 907,5\text{ mm}$$

$$\beta_o = ( h_k / b_k ) = 55 / 55 = 1$$

$$b_o = 2(bk + hk + 2d) = 2 \times (550 \times 550 + 2 \times 907,5) = 5830 \text{ mm}$$

$$A_g = B \times L = 2,25 \times 2,25 = 5,0625 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{pores}} = (bk + d)(hk + d) = (0,55 + 0,907)(0,55 + 0,9075) = 0,998 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned} V_u &= \frac{P_u}{A_g} (A_g - A_{\text{pores}}) = \frac{492072}{5,0625} (5,0625 - 0,998) \\ &= 392\,657,6 \text{ kg} = 3\,936\,576 \text{ N} \end{aligned}$$

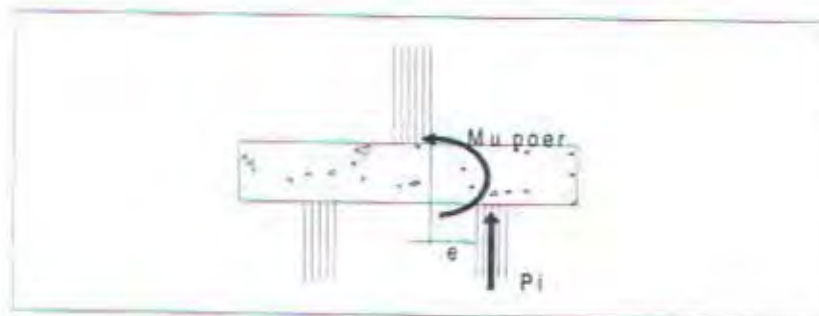
$$\begin{aligned} \phi V_{c1} &= \phi \left( 1 + \frac{2}{\beta_c} \right) \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} b_o d \\ &= \phi \left( 1 + \frac{2}{1_c} \right) \frac{1}{6} \sqrt{30} \cdot 5830 \cdot 907,5 = 9341777,93 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\phi V_{c2} = \phi \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} b_o d = 0,6 \frac{1}{3} \sqrt{30} \cdot 5830 \cdot 907,5 = 6\,278\,673,7 \text{ N}$$

$$\diamond \phi V_c = 6\,278\,673 \text{ N} > 3\,936\,576 \text{ N} \dots \dots \text{OK}$$

### 8.3.2 Penulangan Lentur

Untuk menganalisa momen lentur yang terjadi berikut penulangannya, maka poer dimodelkan sebagai pelat kantilever. Pembebanan terdiri dari beban terpusat  $P_u$  akibat tiang pancang dan beban merata  $q_u$  akibat berat sendiri poer yang dihitung dalam tiap satu meter lebar.



$$P = 2 \times P_{\text{tiang}} = 2 \times 88\,079 \text{ kg} = 176\,158 \text{ kg}$$

## a. Penulangan arah x

- $q_u = 1,2 \times 1 \times 5,5 \times 2400 = 6480 \text{ kg/m}$
- $P_u = (2 \text{ tiang}) = 176 \text{ 158 kg}$
- $d_x = t\text{-decking} - \frac{1}{2} \text{ lentur} = 1000 - 70 - 0,5 \times 25 = 917,5 \text{ mm}$
- $M_u = (P_u \times 0,625) - (0,5 \times q_u \times 1,1125^2) = 151 \text{ 213,8 kgm} = 15,12 \cdot 10^8 \text{ Nmm}$
- $R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{15,12 \cdot 10^8}{0,8 \times 1000 \times 917,5^2} = 2,24 \text{ N/mm}$
- $m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = 15,68$
- $\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) = 0,0058$
- $\rho_{\text{perlu}} = 0,0059 > \rho_{\text{min}} = 0,0044$
- $A_s \text{ perlu} = \rho b d_x = 0,0059 \times 100 \times 91,75 = 54,13 \text{ cm}^2$

Dipakai Tulangan D25 -125 (  $A_s = 58,90 \text{ cm}^2$  )

## b. Penulangan arah y

- $q_u = 1,2 \times 1 \times 2,25 \times 2400 = 6480 \text{ kg/m}$
- $P_u = (2 \text{ tiang}) = 176 \text{ 158 kg}$
- $d_x = t\text{-decking} - \frac{1}{2} \text{ lentur} = 1000 - 70 - 0,5 \times 25 = 892,5 \text{ mm}$
- $M_u = (P_u \times 0,625) - (0,5 \times q_u \times 1,1125^2) = 151 \text{ 213,8 kgm} = 15,12 \cdot 10^8 \text{ Nmm}$
- $R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{15,12 \cdot 10^8}{0,8 \times 1000 \times 917,5^2} = 2,24 \text{ N/mm}$
- $m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = 15,68$
- $\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) = 0,0058$
- $\rho_{\text{perlu}} = 0,0059 > \rho_{\text{min}} = 0,0044$
- $A_s \text{ perlu} = \rho b d_x = 0,0059 \times 100 \times 91,75 = 54,13 \text{ cm}^2$

Dipakai Tulangan D25 -125 (  $A_s = 58,90 \text{ cm}^2$  )



### c. Tulangan Susut dan Suhu

Tulangan susut dan suhu ditempatkan pada bagian atas dari penampang poer

$$\rho = 0.002 \dots\dots\dots \text{UBC section 1907.12.2.1}$$

$$A_s \text{ perlu} = \rho \times b \times h = 0.002 \times 100 \times 100 = 20.0 \text{ cm}^2$$

Spasi maximum .....UBC section 1907.12.2.2

$$s < 5h = 5 \times 130 = 650 \text{ mm atau } s < 450 \text{ mm}$$

Dipakai Tulangan :

- Arah x dan y = D19-125 (  $A_s = 22,85 \text{ cm}^2$  )

### 8.3.3 Penulangan Geser

Tinjauan geser yang terjadi dilakukan pada daerah kritis, yaitu daerah sejauh d dari muka kolom

- $P_u = 250500 \text{ kg}$
- $A_g = B \times L = 3 \times 3 = 9 \text{ m}^2$
- $D = t - \text{decking} - \frac{1}{2} \phi \text{ lentur} = 917 \text{ mm}$
- $V_u = P_u / A_g \times B \times ( \frac{1}{2} L - l/2h_{\text{kolom-d}} )$

$$= 38399 \text{ kg} = 383\,990 \text{ N}$$

Kuat geser berfaktor yang mampu dipikul beton,  $\phi V_c$

$$\phi V_c = \phi \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} b \rho_{er} d \dots\dots\dots \text{pers ( 11.39 )}$$

$$= 0,6 \times \sqrt{30} \times 2250 \times 917,5 = 1\,130\,704 \text{ N}$$

$$= 1\,130\,704 \text{ N} > V_u = 383\,990 \text{ N} \dots\dots\dots \text{OK}$$

Tidak diperlukan tulangan geser

## 8.4 PERENCANAAN SLOOF

Perencanaan sloof atau tie beam meliputi perencanaan dimensi, penulangan lentur dan geser. Beban yang bekerja pada sloof meliputi berat sendiri sloof, tembok dan berat beban aksial tekan atau tarik yang berasal dari 10 % beban aksial kolom.

### Data Perencanaan

- Tulangan Lentur = D25
- Tulangan Geser = D12
- Decking = 50 mm
- $Pu_{kolom}$  = 365400 kg

### 8.4.1 Perencanaan Dimensi

Dimensi sloof direncanakan berdasarkan persyaratan bahwa tegangan tarik beton yang terjadi tidak boleh melampaui tegangan retaknya.

$$f_c = \frac{Nu}{A_g} \leq f_r = 0,70\sqrt{f_c'}$$

$$A_g \geq \frac{10\% Pu_{kolom}}{0,7\sqrt{f_c'}}$$

$$A_g = \frac{3,6 \times 10^5}{0,7\sqrt{30}} = 953,05 \text{ cm}^2$$

❖ Dimensi sloof 30/40 cm (  $A_g = 1200 \text{ cm}^2$  )

### 8.4.2 Penulangan Lentur

Penulangan lentur sloof dihitung berdasarkan kondisi kritis dari dua macam pembebanan yang ada, yaitu beban lentur dengan aksial tekan dan beban lentur dengan aksial tarik.

a. Pembebanan lentur dengan aksial tekan

Berdasarkan pembebanannya, maka sloof dapat dimodelkan sebagai kolom.

- $d' = \text{decking} + \phi \text{ sengkang} + \frac{1}{2} \phi \text{ lentur} = 50 + \frac{1}{2} 25 + 12 = 74,5 \text{ mm}$
- $\mu = (h - 2d')/h = (500 - 2 \times 74,5)/500 = 0,702$
- berat sendiri sloof =  $0,30 \times 0,40 \times 2400 = 288 \text{ kg/m}$
- berat dinding bata =  $250 \times 3,5 = 1200 \text{ kg/m}$

$$q_u = 1,2 \times (576 + 1200) = 2131,2 \text{ kg/m}$$

$$M_u = 1/12 q_u L^2 = 9206,78 \text{ kgm}$$

$$N_u = 3,69 \times 10^5 \text{ N}$$

Dari diagram interaksi didapat  $\rho = 1\%$ . As perlu =  $A_g \times \rho = 0,01 \times 30 \times 40 = 12 \text{ cm}$

Dipakai tulangan 4D22 ( $A_s = 15,19 \text{ cm}^2$ )

b. Pembebanan lentur dengan aksial tarik

- Penulangan lentur tumpuan
  - $d = \text{decking} + \phi \text{ sengkang} + \frac{1}{2} \phi \text{ lentur} = 500 - 50 - 12 - \frac{1}{2} 25 = 425,5 \text{ mm}$
  - $M_u = 1/12 q_u L^2 = 9206,78 \text{ kgm}$
  - $R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{9,21 \times 10^7}{0,8 \times 300 \times 425,5^2} = 2,12$
  - $m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = 15,68$
  - $\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) = 0,0069$
  - $\rho_{\text{perlu}} = 0,0069 > \rho_{\text{min}} = 0,0044$
  - $A_s \text{ perlu} = \rho \cdot b \cdot d = 0,0069 \times 30 \times 32,55 = 8,8 \text{ cm}^2$

Dipakai Tulangan 4D22 ( $A_s = 15,19 \text{ cm}^2$ )



- Penulangan lentur lapangan

- $d = \text{decking} + \phi \text{ sengkang} + \frac{1}{2} \phi \text{ lentur} = 400 - 50 - 12 - \frac{1}{2} 25 = 325,5 \text{ mm}$

- $M_u = \frac{1}{14} q_u L^2 = 7891,53 \text{ kgm}$

- $R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{7,8 \times 10^7}{0,8 \times 300 \times 425,5^2} = 1,82$

- $m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = 15,68$

- $\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) = 0,0059$

- $\rho_{\text{perlu}} = 0,0059 > \rho_{\text{min}} = 0,0044$

- $A_s \text{ perlu} = \rho \cdot b \cdot d_x = 0,0059 \times 30 \times 32,55 = 7,53 \text{ cm}^2$

Dipakai Tulangan 3D22 (  $A_s = 11,4 \text{ cm}^2$  )

- Penulangan aksial tarik

Beban aksial tarik diasumsikan hanya dipikul oleh tulangan saja.

$$N_u = \phi A_s f_y$$

$$A_s \text{ perlu} > N_u / ( 0,8 f_y ) = 3,79 \times 10^5 / ( 0,80 \times 400 ) = 1492,2 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan : 2D22 ( atas ) dan 3 D22 ( bawah ),  $A_s = 1901 \text{ mm}^2$

### 8.4.3 Penulangan Geser

Tinjauan gaya geser yang terjadi dilakukan pada daerah kritis, yaitu daerah sejauh  $d$  dari muka kolom.

- $N_u = 3,65 \times 10^5 \text{ N}$
- $q_u = 2131,2 \text{ kg/m}$
- $d = 325,5 \text{ mm}$
- $V_u = \frac{1}{2} q_u L - q_u \times (\frac{1}{2} h \text{ kolom} + d)$   
 $= 0,5 \times 2131,2 \times 7,2 - 2131,2 \times (0,5 \times 0,55 + 0,4255) = 6019,57 \text{ kg} = 60195,7 \text{ N}$
- Oleh karena beban aksial tarik yang bekerja cukup besar, maka seluruh gaya geser yang terjadi hanya dipikul oleh tulangan geser saja

$$\phi V_s = V_u = 6,1 \times 10^4 \text{ N}$$

- Kebutuhan tulangan geser

$$\frac{A_v}{s} = \frac{\phi V_s}{\phi f_y d} = \frac{6,1 \times 10^4}{0,6 \times 400 \times 425,5} = 0,747 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

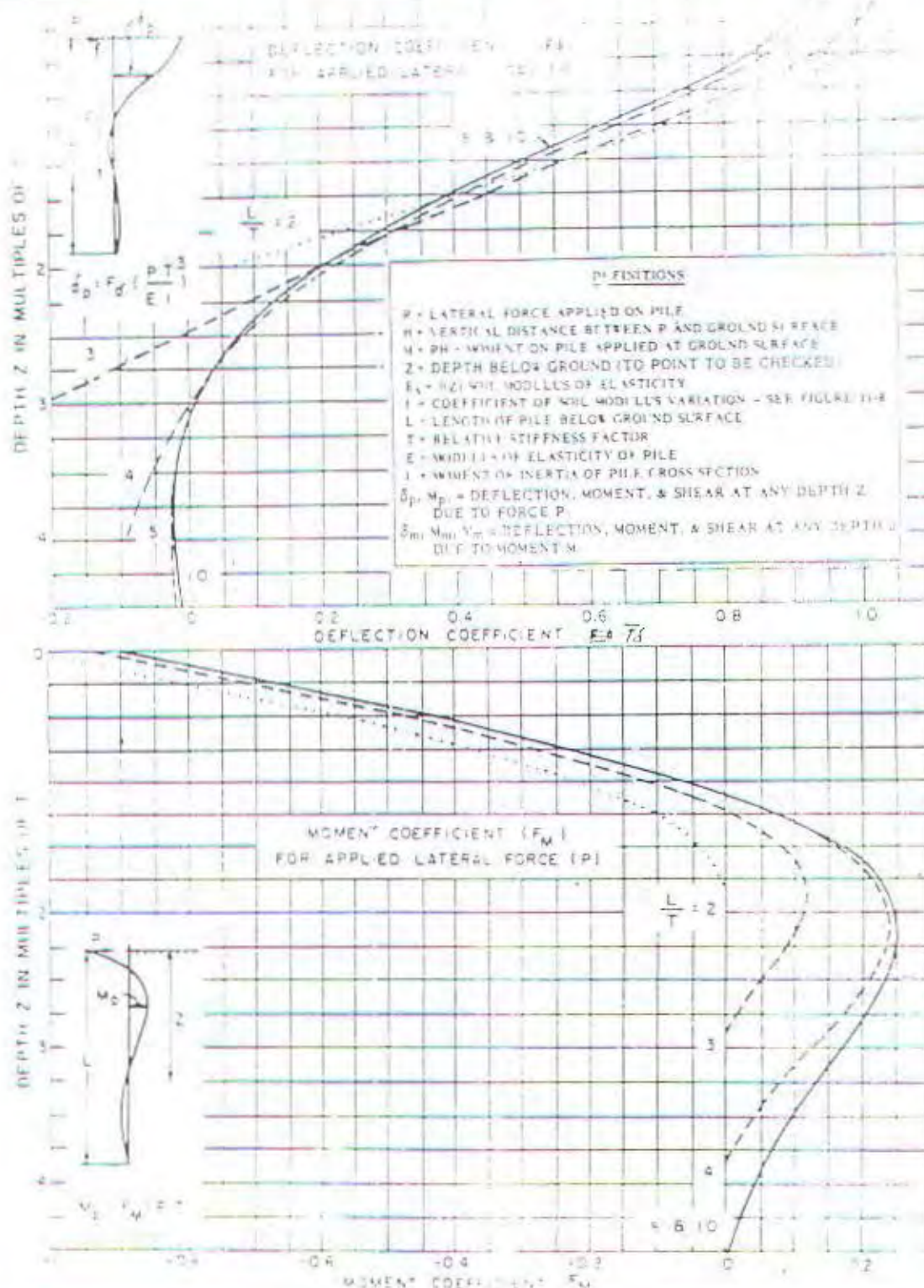
- Jarak sengkang maksimum

Dipakai sengkang tunggal D12 ( $A_v = 226,19 \text{ mm}^2$ )

$$s = \frac{A_v}{(A_v/s)} = 722,65 \text{ mm}$$

$$s_{\max} = d/2 = 425,5/2 = 212,75 \text{ mm}$$

Dipasang sengkang D12-200



Influence Values for Laterally Loaded Pile  
(Case 1) - Fixed Against Rotation at Ground Surface)

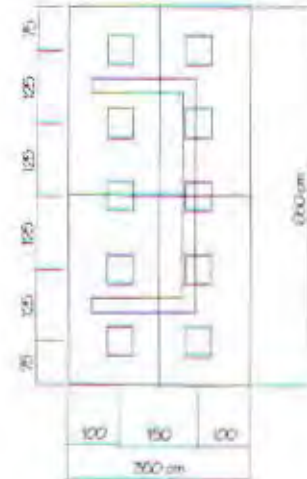
Gambar Grafik dari NAVAC DM-7 ( 1971 )



## 8.5 PERENCANAAN PONDASI SHEARWALL

### • Data Perencanaan :

- Jumlah tiang = 10 buah
- Dimensi Tiang Pancang = 40 x 40 cm
- Spasi=150 cm
- Dimensi poer =1,5 x 3,5 x 6,5 m
- $\Sigma x^2 = 10 \times 1,25^2 = 15,625 \text{ m}^2$
- $\Sigma y^2 = 4 \times 2,5^2 + 4 \times 1,25^2 = 31,25 \text{ m}^2$
- $\phi = \text{arc tg } (50/150) = 18,435$
- $\text{Eff} = 1 - 18,43 \frac{(2-1)x2 + (2-1)x2}{90x2x2} = 0,80$



### • Data Pembebanan

Hasil analisa struktur utama ( ETABS ) dari kombinasi beban berfaktor maximum pada kolom interior adalah :

Kombinasi	P (kN )	Mu <sub>kolom</sub> ( kNm )		Vu <sub>kolom</sub> ( kN )	
		Arah x	Arah y	Arah x	Arah y
1.0 D + 1.0 L	4621,1	450	355	661	661
1.4 D + 1.7E	6748,6	470	470	3456	3454
1.2 D + 2.8 E	6375,2	99237	98246	6400	6578

- $W_{poer} = 3,5 \times 6,5 \times 1,5 \times 2400 = 54600 \text{ kg}$

Beban aksial maksimum pada satu tiang dalam kelompok, dihitung berdasarkan gaya aksial dan momen dari beban tak berfaktor yang ada.yaitu :

$$P_{\max} = \frac{\Sigma P}{n} + \frac{M_{x,y \max}}{\Sigma y^2} + \frac{M_{y,x \max}}{\Sigma x^2}$$

- $\Sigma P = P + W_{poer} = 462110 + 54600 = 516710 \text{ kg}$
- $M_x = 66144 \text{ kgm}$
- $M_y = 66144 \text{ kgm}$

$$P_{\max} = \frac{\Sigma P}{n} + \frac{M_{x,y \max}}{\Sigma y^2} + \frac{M_{y,x \max}}{\Sigma x^2}$$

$$= 65\,957 \text{ kg}$$

kedalaman tiang pancang = 19 m (  $P_{\text{tiang}} = 110\,099 \times 0,8 = 88\,080 \text{ kg}$  )

### 8.5.1 DESAIN KEKUATAN BAHAN TIANG PANCANG

Agar tiang pancang tetap berperilaku elastis selama terjadinya gempa maka kekuatan tiang pancang didesain dengan kombinasi beban spesial ( special load combination )

#### a. Desain Tiang Pancang Terhadap Gaya Aksial Maksimum

$$P_{\max} = \frac{\Sigma P}{n} + \frac{M_{x,y \max}}{\Sigma y^2} + \frac{M_{y,x \max}}{\Sigma x^2}$$

$$P_{\max} = \frac{643800 + 21600}{10} + \frac{93003 \times 1,5}{15,6} + \frac{99638 \times 1,5}{31,25}$$

$$= 88\,056,33 \text{ kg} > 64\,112,8 \text{ kg}$$

#### b. Desain Tiang Pancang Terhadap Gaya Lateral

Tiang pancang harus mampu menerima gaya tekan aksial dan momen akibat gaya horisontal dengan cara mengubah gaya horisontal menjadi momen tambahan yang bekerja pada tiang pancang.

Kuat Momen ( akibat beban lateral )

Diasumsikan ujung tiang panjang terjepit kaku pada poer yang menempel diatas permukaan tanah .

- Gaya lateral satu tiang (  $H_u$  )

$$H_u = V_{u_{kol}} \times \Omega_o$$

$$= 620100 \times 2,8 = 1736280 \text{ kg}$$

$$H_{\text{1 tiang}} = \frac{1736280}{10} = 173\,628 \text{ kg}$$

- Kekakuan relatif tiang ( T )

$$I = \frac{1}{12} b x h^3 = 520833 \text{ cm}^4$$

$$E_c = 4700 \sqrt{f_c'} = 4700 \sqrt{30'} = 257430 \text{ kg/cm}^2$$

$$C_u = 0.15 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_u = 2C_u = 2 \times 0.15 = 0.30 \text{ kg/cm}^2 = 0.30 \text{ tsf } f = t/\text{ft}^3 = 0.096 \text{ kg/cm}^3$$

$$f = 3 \text{ ton/ft}^3 = 0.1059 \text{ kg/cm}^3$$

$$T = \left( \frac{EI}{f} \right)^{1/5} = \left( \frac{257430 \times 520833}{0.1059} \right)^{1/5} = 263.3 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{T} = \frac{1900}{263} = 7.2$$

- Momen maximum pada satu tiang ( Mmax)

$$M_{\max} = F_m \times (H \times T)$$

Dimana :  $F_m$  = koefisien akibat H

$$= 0.8 (Z/T) = 0 \text{ dan } L/T = 7.2$$

$$M_{\max} = 0.8 \times 173628 \times 2.63 = 361146.2 \text{ kgm}$$

Maka dengan diagram interaksi dengan bantuan program PCACOL diperoleh nilai  $\rho = 4 \%$

$$A_s \text{ perlu} = 0.04 \times 400 \times 400$$

$$= 6400 \text{ mm}^2$$

ditetapkan tulangan 16-D25 (  $A_s = 7850 \text{ mm}^2$  )



## Tulangan Geser Tiang Pondasi

$$V_u \text{ 1 tiang pancang} = 173\,628 \text{ kg}$$

$$V_c = 0,166 \left( 1 + 0,073 \frac{N_u}{A_g} \right) \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_c = 0,166 \left( 1 + 0,073 \frac{637500000}{400 \times 400} \right) \sqrt{30'} \cdot 400 \times 400 = 22736300 \text{ N} = 227\,363 \text{ kg}$$

$$\phi V_c = 0,85 V_c = 193\,258 \text{ kg}$$

Digunakan sengkang 2D12 (  $A_s = 157,7 \text{ mm}^2$  ) dengan jarak spasi 200 mm didaerah sejarak  $5h = 250 \text{ cm}$  atau 200 m .(  $S_{pakai} = 300 \text{ cm}$  )

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s} = \frac{157(240)500}{200} = 942,00 \text{ N}$$

$$\phi V_n = \phi ( V_c + V_s ) = 227\,363 + 942 = 228\,205 \text{ kg} > V_u = 173\,628 \text{ kg} \dots\dots\dots \text{OK}$$

### 8.5.2 PERENCANAAN POER ( PILE CAP )

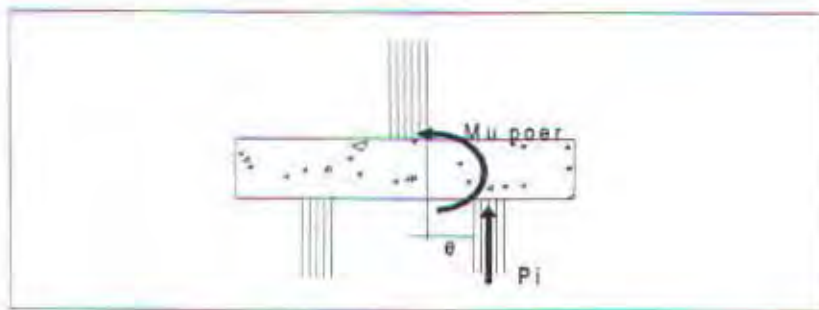
Perencanaan poer meliputi perhitungan kontrol terhadap gaya geser ponds, penulangan lentur dan geser pada penampang kritis

Data pembebanan ( gravitasi )

- $\Sigma P_u = 645\,400 \text{ kg}$
- $M_{ux} = 63417 \text{ kgm}$
- $M_{uy} = 65510 \text{ kgm}$

### 8.3.2 Penulangan Lentur

Untuk menganalisa momen lentur yang terjadi berikut penulangannya , maka poer dimodelkan sebagai pelat kantilever. Pembebanan terdiri dari beban terpusat  $P_u$  akibat tiang pancang dan beban merata  $q_u$  akibat berat sendiri poer yang dihitung dalam tiap satu meter lebar.



$$P = 2 \times P_{\text{tiang}} = 2 \times 88\,079 \text{ kg} = 176\,158 \text{ kg}$$

**a. Penulangan arah x**

- $q_u = 1,2 \times 1 \times 5,5 \times 2400 = 6480 \text{ kg/m}$
- $P_u = (2 \text{ tiang}) = 176 \text{ 158 kg}$
- $d_x = t\text{-decking} - \frac{1}{2} \text{ lentur} = 1000 - 70 - 0,5 \times 25 = 917,5 \text{ mm}$
- $M_u = (P_u \times 0,625) - (0,5 \times q_u \times 1,1125^2) = 151 \text{ 213,8 kgm} = 15,12 \cdot 10^8 \text{ Nmm}$
- $R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{15,12 \cdot 10^8}{0,8 \times 1000 \times 917,5^2} = 2,24 \text{ N/mm}$
- $m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = 15,68$
- $\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) = 0,0058$
- $\rho_{\text{perlu}} = 0,0059 > \rho_{\text{min}} = 0,0044$
- $A_s \text{ perlu} = \rho \times b \times d_x = 0,0059 \times 100 \times 91,75 = 54,13 \text{ cm}^2$

Dipakai Tulangan D25 – 125 ( $A_s = 58,90 \text{ cm}^2$ )

**b. Penulangan arah y**

- $q_u = 1,2 \times 1 \times 2,25 \times 2400 = 6480 \text{ kg/m}$
- $P_u = (2 \text{ tiang}) = 176 \text{ 158 kg}$
- $d_x = t\text{-decking} - \frac{1}{2} \text{ lentur} = 1000 - 70 - 0,5 \times 25 = 892,5 \text{ mm}$
- $M_u = (P_u \times 0,625) - (0,5 \times q_u \times 1,1125^2) = 151 \text{ 213,8 kgm} = 15,12 \cdot 10^8 \text{ Nmm}$
- $R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{15,12 \cdot 10^8}{0,8 \times 1000 \times 917,5^2} = 2,24 \text{ N/mm}$
- $m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = 15,68$
- $\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) = 0,0058$
- $\rho_{\text{perlu}} = 0,0059 > \rho_{\text{min}} = 0,0044$
- $A_s \text{ perlu} = \rho \times b \times d_x = 0,0059 \times 100 \times 91,75 = 54,13 \text{ cm}^2$

Dipakai Tulangan D25 – 125 ( $A_s = 58,90 \text{ cm}^2$ )



## c. Tulangan Susut dan Suhu

Tulangan susut dan suhu ditempatkan pada bagian atas dari penampang poer

$$\rho = 0.002 \dots\dots\dots \text{UBC section 1907.12.2.1}$$

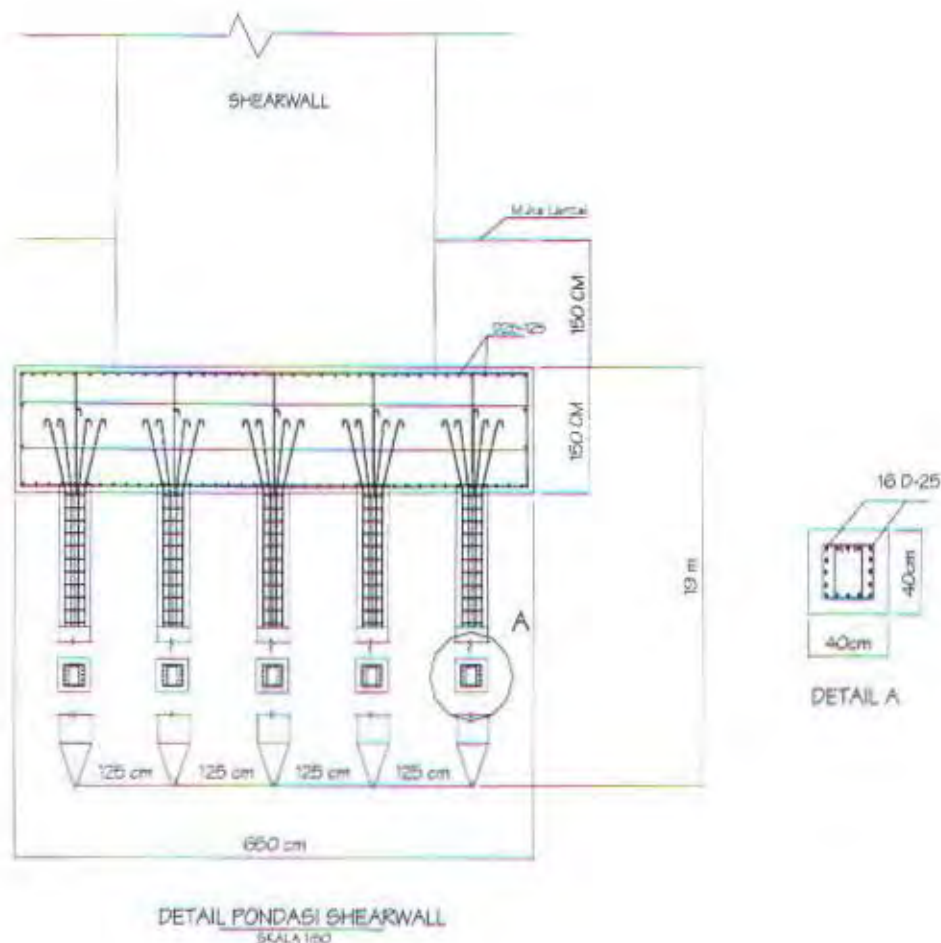
$$A_s \text{ perlu} = \rho \times b \times h = 0.002 \times 100 \times 100 = 20.0 \text{ cm}^2$$

Spasi maximum ..... UBC section 1907.12.2.2

$$s < 5h = 5 \times 130 = 650 \text{ mm atau } s < 450 \text{ mm}$$

Dipakai Tulangan :

- Arah x dan y = D19-125 (  $A_s = 22,85 \text{ cm}^2$  )



## DAFTAR PUSTAKA

- ICBO, 1997, "*Uniform Building Code 1997* ", International Building Official, Whittier, California.
- Paulay, T & M.J.N Priestley, 1992, "*Seismic Design of Reinforcement Concrete and Mansory Building* ", John Willy & Sons, Inc, USA
- Fanella, David A and Javeed A Munshi, *Design of Concrete Building for Earthquake and Wind Force*, 1998
- Ghosh, SK and August W Dowel Jr, *Design of Concrete Building for Earthquake and Wind Force*, 1994
- Smith, B.S and Alex Coull, 1991, "*Tall Building Structures : Analysis and Design* ", John Willy & Sons, Inc. , USA.
- Wansadinata.W., 1999, "*Capacity Design, A Concept to Ensure Seismic Resistance of Building Structure*", Konferensi Nasional Rekayasa Kegempaaan, Bandung.
- Firmansyah.J., 1999, "*Development of Seismic Hazard Map for Indonesia*", KNRK, Bandung.
- Firmansyah.J., 1999, "*Usulan Struktural Reduction factor R dan Structural Overstrength  $\Omega_o$  untuk SNI-1726-1998* ", KNRK, Bandung.
- Wansadinata.W, 1999 , "*Struktur Graha Niaga II direncanakan dengan Konsep SNI-1726*, Seminar Nasional Teknik Sipil 1998 , Fakultas Teknik Sipil Unpad.
- PCACOL, *Strength Design of Reinforced Concrete Column Section*, PCA, Skokie, Illionis, 1994
- ETABS, *Extended Three Dimensional Analysis of Building System*, Computer and Structure Inc, Barkeley, California, 1989.



**TUGAS AKHIR**  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

**LAMPIRAN**



TABEL . PENULANGAN LENTUR BALOK EKSTERIOR PORTAL 1

Balok:  $b = 300$  mm  $ul. utama = 19$  mm  
 $h = 500$  mm  $ul. sengkang = 10$  mm  
 $d = 440.5$  mm  $\delta_{tump} = 0.5$   
 $d' = 59.5$  mm  $\delta_{lap} = 0.3$

$b_0 = 1500$  mm  
 $As + D19 = 763.385$  mm<sup>2</sup>  
 $\rho_{min} = 1,4/f_y = 0.00358974$   
 $f_y = 390$  Mpa  
 $f_c' = 30$  Mpa

Lantai	Balok	Letak	Mu (Nmm)	Mn (Nmm)	Rn	$\rho_{\delta}$ perlu	$\rho'$	$\rho$ pakai	$\rho$ perlu	As	As'	Tul. Tarik	Tul. Tekan
1	300 x 500	Tumpuan -	112970000	141212500	1.213	0.0032	0.0036	0.0036	0.0068	896.44	475.17	4	2
		Tumpuan +	67920000	84900000	0.729	0.0019	0.0022	0.0022	0.0041	536.42	285.69	2	2
		Lapangan	35680000	44600000	0.153	0.0004	0.0004	0.0004	0.0004	260.40	78.12	2	1
2	300 x 500	Tumpuan -	139200000	174000000	1.495	0.0040	0.0044	0.0044	0.0084	1107.70	585.50	4	3
		Tumpuan +	60100000	75125000	0.645	0.0017	0.0019	0.0019	0.0036	474.28	252.79	2	2
		Lapangan	35680000	44600000	0.153	0.0004	0.0004	0.0004	0.0004	260.40	78.12	2	2
3	300 x 500	Tumpuan -	159300000	199125000	1.710	0.0045	0.0051	0.0051	0.0096	1270.46	670.05	5	3
		Tumpuan +	61700000	77125000	0.662	0.0017	0.0020	0.0020	0.0037	486.99	259.52	2	2
		Lapangan	35680000	44600000	0.153	0.0004	0.0004	0.0004	0.0004	260.40	78.12	2	2
4	300 x 500	Tumpuan -	172900000	216125000	1.856	0.0049	0.0055	0.0055	0.0105	1381.01	727.25	5	3
		Tumpuan +	64450000	80562500	0.692	0.0018	0.0021	0.0021	0.0039	508.84	271.09	2	2
		Lapangan	35680000	44600000	0.153	0.0004	0.0004	0.0004	0.0004	260.40	78.12	2	2
5	300 x 500	Tumpuan -	181400000	226750000	1.948	0.0052	0.0058	0.0058	0.0110	1450.29	763.01	6	3
		Tumpuan +	64450000	80562500	0.692	0.0018	0.0021	0.0021	0.0039	508.84	271.09	2	2
		Lapangan	35680000	44600000	0.153	0.0004	0.0004	0.0004	0.0004	260.40	78.12	2	2
6	300 x 500	Tumpuan -	185000000	231250000	1.986	0.0053	0.0059	0.0059	0.0112	1479.67	778.15	6	3
		Tumpuan +	61450000	76812500	0.660	0.0017	0.0020	0.0020	0.0037	485.00	258.47	2	2
		Lapangan	35680000	44600000	0.153	0.0004	0.0004	0.0004	0.0004	260.40	78.12	2	2
7	300 x 500	Tumpuan -	186430000	233037500	2.002	0.0054	0.0059	0.0059	0.0113	1491.35	784.16	6	3
		Tumpuan +	55000000	68750000	0.591	0.0015	0.0018	0.0018	0.0033	433.81	231.34	2	2
		Lapangan	35680000	44600000	0.153	0.0004	0.0004	0.0004	0.0004	260.40	78.12	2	2
8	300 x 500	Tumpuan -	184800000	231000000	1.984	0.0053	0.0059	0.0059	0.0112	1478.04	777.31	6	3
		Tumpuan +	45000000	56250000	0.483	0.0013	0.0014	0.0014	0.0027	354.57	189.28	2	2
		Lapangan	35680000	44600000	0.153	0.0004	0.0004	0.0004	0.0004	260.40	78.12	2	2
9	300 x 500	Tumpuan -	182530000	228162500	1.960	0.0052	0.0058	0.0058	0.0110	1459.51	767.76	6	3
		Tumpuan +	36000000	45000000	0.387	0.0010	0.0011	0.0011	0.0021	283.40	151.42	2	2
		Lapangan	35680000	44600000	0.153	0.0004	0.0004	0.0004	0.0004	260.40	78.12	2	2
10	300 x 500	Tumpuan -	152090000	190112500	1.633	0.0043	0.0048	0.0048	0.0092	1211.99	639.72	5	3
		Tumpuan +	25000000	31250000	0.268	0.0007	0.0008	0.0008	0.0015	196.59	105.16	2	2
		Lapangan	35680000	44600000	0.153	0.0004	0.0004	0.0004	0.0004	260.40	78.12	2	2

TUGAS AKHIR

Lampiran TABEL





TABEL . PENULANGAN LENTUR BALOK INTERIOR PORTAL 4

Balok	b = 300 mm	ul. utama = 19 mm	b <sub>0</sub> = 1500 mm
	h = 500 mm	ul. songkang = 10 mm	As f D19 = 283.385 mm <sup>2</sup>
	d = 440.5 mm	δ tump. = 0.5	ρ min = 1,4/f <sub>y</sub> = 0.00358974
	d' = 59.5 mm	δ lap. = 0.3	f <sub>y</sub> = 390 Mpa
			f <sub>c</sub> ' = 30 Mpa

Lantai	Balok	Letak	Mu (Nmm)	Mn (Nmm)	Rn	ρδ perlu	ρ'	ρ pakai	ρ perlu	As	As'	Tul. Tarik	Tul. Tekan
1	300 x 500	Tumpuan -	159610000	199512500	1.714	0.0046	0.0051	0.0051	0.0096	1272.97	671.35	5	3
		Tumpuan +	128000000	160000000	1.374	0.0036	0.0041	0.0041	0.0077	1017.34	538.39	4	2
		Lapangan	59450000	74312500	0.255	0.0007		0.0007	0.0007	434.76	130.43	2	2
2	300 x 500	Tumpuan -	149110000	186387500	1.601	0.0042	0.0047	0.0047	0.0090	1187.85	627.19	5	3
		Tumpuan +	128000000	160000000	1.374	0.0036	0.0041	0.0041	0.0077	1017.34	538.39	4	2
		Lapangan	57450000	71812500	0.247	0.0006		0.0006	0.0006	420.06	126.02	2	1
3	300 x 500	Tumpuan -	172600000	215750000	1.853	0.0049	0.0055	0.0055	0.0104	1378.57	725.99	5	3
		Tumpuan +	128000000	160000000	1.374	0.0036	0.0041	0.0041	0.0077	1017.34	538.39	4	2
		Lapangan	56450000	70562500	0.242	0.0006		0.0006	0.0006	412.71	123.81	2	1
4	300 x 500	Tumpuan -	177600000	222000000	1.907	0.0051	0.0057	0.0057	0.0107	1419.30	747.02	5	3
		Tumpuan +	128000000	160000000	1.374	0.0036	0.0041	0.0041	0.0077	1017.34	538.39	4	2
		Lapangan	59450000	74312500	0.255	0.0007		0.0007	0.0007	434.76	130.43	2	1
5	300 x 500	Tumpuan -	174730000	218412500	1.876	0.0050	0.0056	0.0056	0.0106	1395.91	734.95	5	3
		Tumpuan +	128000000	160000000	1.374	0.0036	0.0041	0.0041	0.0077	1017.34	538.39	4	2
		Lapangan	56450000	70562500	0.242	0.0006		0.0006	0.0006	412.71	123.81	2	1
6	300 x 500	Tumpuan -	182500000	228125000	1.959	0.0052	0.0058	0.0058	0.0110	1459.26	767.63	6	3
		Tumpuan +	128000000	160000000	1.374	0.0036	0.0041	0.0041	0.0077	1017.34	538.39	4	2
		Lapangan	59450000	74312500	0.255	0.0007		0.0007	0.0007	434.76	130.43	2	1
7	300 x 500	Tumpuan -	188110000	235137500	2.020	0.0054	0.0060	0.0060	0.0114	1505.08	791.23	6	3
		Tumpuan +	128000000	160000000	1.374	0.0036	0.0041	0.0041	0.0077	1017.34	538.39	4	2
		Lapangan	59550000	74437500	0.256	0.0007		0.0007	0.0007	435.49	130.65	2	1
8	300 x 500	Tumpuan -	191000000	238750000	2.051	0.0055	0.0061	0.0061	0.0116	1528.70	803.39	6	3
		Tumpuan +	128000000	160000000	1.374	0.0036	0.0041	0.0041	0.0077	1017.34	538.39	4	2
		Lapangan	59450000	74312500	0.255	0.0007		0.0007	0.0007	434.76	130.43	2	1
9	300 x 500	Tumpuan -	186110000	232637500	1.998	0.0053	0.0059	0.0059	0.0113	1488.74	782.82	6	3
		Tumpuan +	128000000	160000000	1.374	0.0036	0.0041	0.0041	0.0077	1017.34	538.39	4	2
		Lapangan	57450000	71812500	0.247	0.0006		0.0006	0.0006	420.06	126.02	2	1
10	300 x 500	Tumpuan -	148900000	186125000	1.599	0.0042	0.0047	0.0047	0.0090	1186.15	626.30	5	3
		Tumpuan +	128000000	160000000	1.374	0.0036	0.0041	0.0041	0.0077	1017.34	538.39	4	2
		Lapangan	53420000	66775000	0.229	0.0006		0.0006	0.0006	390.46	117.14	2	1



TABEL . PENULANGAN LENTUR BALOK EKSTERIOR PORTAL A

Balok       $b = 300$     mm       $t_{ul. utama} = 19$     mm  
               $h = 500$     mm       $t_{ul. sengkang} = 10$     mm  
               $d = 440,5$    mm       $\delta_{tump.} = 0,5$   
               $d' = 59,5$     mm       $\delta_{lap.} = 0,3$

$b_{ef} = 1500$     mm  
 $A_s \text{ I D19} = 283,385$    mm<sup>2</sup>  
 $\rho_{min} = 1,4/f_y = 0,00358974$   
 $f_y = 390$     Mpa  
 $f_c' = 30$     Mpa

Lantai	Balok	Letak	Mu (Nmm)	Mn (Nmm)	Rn	$\rho\delta$ perlu	$\rho'$	$\rho$ pakai	$\rho$ perlu	As	As'	Tul. Tarik	Tul. Tekan
1	300 x 500	Tumpuan -	89090000	111362500	0,957	0,0025	0,0028	0,0028	0,0053	705,17	374,73	3	2
		Tumpuan +	65000000	81250000	0,698	0,0018	0,0021	0,0021	0,0039	513,21	273,40	3	2
		Lapangan	59450000	74312500	0,255	0,0007		0,0007	0,0007	434,76	130,43	2	2
2	300 x 500	Tumpuan -	123900000	154875000	1,330	0,0035	0,0039	0,0039	0,0074	984,32	521,15	4	2
		Tumpuan +	69500000	86875000	0,746	0,0019	0,0022	0,0022	0,0042	548,99	292,33	2	2
		Lapangan	57450000	71812500	0,247	0,0006		0,0006	0,0006	420,06	126,02	2	2
3	300 x 500	Tumpuan -	145900000	182375000	1,566	0,0041	0,0046	0,0046	0,0088	1161,87	613,69	5	3
		Tumpuan +	90130000	112662500	0,968	0,0025	0,0029	0,0029	0,0054	713,48	379,11	3	2
		Lapangan	56450000	70562500	0,242	0,0006		0,0006	0,0006	412,71	123,81	2	2
4	300 x 500	Tumpuan -	158300000	197875000	1,700	0,0045	0,0050	0,0050	0,0096	1262,34	665,84	5	3
		Tumpuan +	101300000	126625000	1,088	0,0029	0,0032	0,0032	0,0061	802,84	426,09	3	2
		Lapangan	59450000	74312500	0,255	0,0007		0,0007	0,0007	434,76	130,43	2	2
5	300 x 500	Tumpuan -	162910000	203637500	1,749	0,0047	0,0052	0,0052	0,0098	1299,77	685,23	5	3
		Tumpuan +	104980000	131225000	1,127	0,0030	0,0033	0,0033	0,0063	832,33	441,57	3	2
		Lapangan	56450000	70562500	0,242	0,0006		0,0006	0,0006	412,71	123,81	2	2
6	300 x 500	Tumpuan -	161700000	202125000	1,736	0,0046	0,0051	0,0051	0,0098	1289,94	680,14	5	3
		Tumpuan +	102940000	128675000	1,105	0,0029	0,0033	0,0033	0,0062	815,98	432,99	3	2
		Lapangan	59450000	74312500	0,255	0,0007		0,0007	0,0007	434,76	130,43	2	2
7	300 x 500	Tumpuan -	156330000	195412500	1,678	0,0045	0,0050	0,0050	0,0094	1246,36	657,56	5	3
		Tumpuan +	97200000	121500000	1,044	0,0027	0,0031	0,0031	0,0058	770,01	408,84	3	2
		Lapangan	59550000	74437500	0,256	0,0007		0,0007	0,0007	435,49	130,65	2	2
8	300 x 500	Tumpuan -	147890000	184862500	1,588	0,0042	0,0047	0,0047	0,0089	1177,98	622,06	5	3
		Tumpuan +	88100000	110125000	0,946	0,0025	0,0028	0,0028	0,0053	697,26	370,57	3	2
		Lapangan	59450000	74312500	0,255	0,0007		0,0007	0,0007	434,76	130,43	2	2
9	300 x 500	Tumpuan -	143190000	178987500	1,537	0,0041	0,0046	0,0046	0,0086	1139,95	602,29	5	3
		Tumpuan +	83650000	104562500	0,898	0,0023	0,0027	0,0027	0,0050	661,73	351,85	3	2
		Lapangan	57450000	71812500	0,247	0,0006		0,0006	0,0006	420,06	126,02	2	2
10	300 x 500	Tumpuan -	116400000	145500000	1,250	0,0033	0,0037	0,0037	0,0070	923,99	489,60	5	2
		Tumpuan +	68380000	85475000	0,734	0,0019	0,0022	0,0022	0,0041	540,08	287,62	3	2
		Lapangan	53420000	66775000	0,229	0,0006		0,0006	0,0006	390,46	117,14	2	2

TUGAS AKHIR

Lampiran TABEL



TABEL . PENULANGAN LENTUR BALOK INTERIOR PORTAL B

Balok  
 $t_v = 300$  mm  
 $h = 500$  mm  
 $d = 440.5$  mm  
 $d' = 59.5$  mm

Tul. utama = 19 mm  
 ul. sengkang = 10 mm  
 $\delta_{temp} = 0.5$   
 $\delta_{lap} = 0.3$

$b_e = 1500$  mm  
 $A_s 1 D19 = 283.385$  mm<sup>2</sup>  
 $\rho_{min} = 1.4/f_y = 0.00358974$   
 $f_y = 390$  Mpa  
 $f_c' = 30$  Mpa

Lantai	Balok	Letak	Mu (Nmm)	Mn (Nmm)	Rn	$\rho\delta$ perlu	$\rho'$	$\rho$ pakai	$\rho$ perlu	As	As'	Tul. Tarik	Tul. Tokan
1	300 x 500	Tumpuan -	116000000	145000000	1.245	0.0033	0.0037	0.0037	0.0070	920.78	487.92	4	2
		Tumpuan +	67920000	84900000	0.729	0.0019	0.0022	0.0022	0.0041	536.42	285.69	2	2
		Lapangan	35680000	44600000	0.153	0.0004		0.0004	0.0004	260.40	78.12	2	2
2	300 x 500	Tumpuan -	157800000	197250000	1.694	0.0045	0.0050	0.0050	0.0095	1258.28	663.74	5	3
		Tumpuan +	65100000	81375000	0.699	0.0018	0.0021	0.0021	0.0039	514.00	273.82	3	2
		Lapangan	35680000	44600000	0.153	0.0004		0.0004	0.0004	260.40	78.12	2	2
3	300 x 500	Tumpuan -	183500000	229375000	1.970	0.0053	0.0058	0.0058	0.0111	1467.43	771.84	6	3
		Tumpuan +	149170000	186462500	1.602	0.0042	0.0047	0.0047	0.0090	1186.34	627.44	4	2
		Lapangan	35680000	44600000	0.153	0.0004		0.0004	0.0004	260.40	78.12	2	2
4	300 x 500	Tumpuan -	200820000	251025000	2.156	0.0058	0.0064	0.0064	0.0122	1609.10	844.69	6	3
		Tumpuan +	108800000	136000000	1.168	0.0031	0.0035	0.0035	0.0065	862.97	457.64	4	2
		Lapangan	35680000	44600000	0.153	0.0004		0.0004	0.0004	260.40	78.12	2	2
5	300 x 500	Tumpuan -	210750000	263437500	2.263	0.0061	0.0067	0.0067	0.0128	1690.60	886.46	6	4
		Tumpuan +	117500000	146875000	1.262	0.0033	0.0037	0.0037	0.0071	932.84	494.23	4	2
		Lapangan	35680000	44600000	0.153	0.0004		0.0004	0.0004	260.40	78.12	2	2
6	300 x 500	Tumpuan -	213990000	267487500	2.298	0.0062	0.0068	0.0068	0.0130	1717.24	900.09	7	4
		Tumpuan +	119740000	149675000	1.286	0.0034	0.0038	0.0038	0.0072	950.85	503.65	4	2
		Lapangan	35680000	44600000	0.153	0.0004		0.0004	0.0004	260.40	78.12	2	2
7	300 x 500	Tumpuan -	212600000	265750000	2.283	0.0061	0.0068	0.0068	0.0129	1705.81	894.24	7	4
		Tumpuan +	117750000	147187500	1.264	0.0033	0.0037	0.0037	0.0071	934.85	495.28	4	2
		Lapangan	35680000	44600000	0.153	0.0004		0.0004	0.0004	260.40	78.12	2	2
8	300 x 500	Tumpuan -	206970000	258712500	2.222	0.0060	0.0066	0.0066	0.0126	1659.56	870.56	6	4
		Tumpuan +	111080000	138850000	1.193	0.0031	0.0035	0.0035	0.0067	881.26	467.23	4	2
		Lapangan	35680000	44600000	0.153	0.0004		0.0004	0.0004	260.40	78.12	2	2
9	300 x 500	Tumpuan -	209960000	262450000	2.254	0.0061	0.0067	0.0067	0.0127	1684.11	883.13	6	4
		Tumpuan +	109830000	137287500	1.179	0.0031	0.0035	0.0035	0.0066	871.23	461.97	4	2
		Lapangan	35680000	44600000	0.153	0.0004		0.0004	0.0004	260.40	78.12	2	2
10	300 x 500	Tumpuan -	123600000	154500000	1.327	0.0035	0.0039	0.0039	0.0074	981.91	519.89	4	2
		Tumpuan +	25000000	31250000	0.268	0.0007	0.0008	0.0008	0.0015	196.59	105.16	2	2
		Lapangan	35680000	44600000	0.153	0.0004		0.0004	0.0004	260.40	78.12	2	2

TABEL PERHITUNGAN MOMEN KAPASITAS BALOK EKSTERIOR PORTAL 1 DAN B

Balok	b =	300	mm	Tul. utama =	19	mm
	h =	500	mm	Tul. sengkang =	10	mm
	d =	440.5	mm	$f_y$ =	390	MPa
	d' =	59.5	mm	$f_c$ =	30	Mpa

Lantai	Balok	Letak	Mu (Nmm)	As mm <sup>2</sup>	As' mm <sup>2</sup>	Tulangan	M nominal Nmm	M kapasitas Nmm
1	300 x 500	Tumpuan -	112970000	896.44	475.175	4	167999520	209999400
		Tumpuan +	67920000	536.42	285.68	4	167999520	209999400
		Lapangan	35680000	260.4	78.11	2	83999760	104999700
2	300 x 500	Tumpuan -	139200000	1107.7	585.5	4	167999520	209999400
		Tumpuan +	60100000	474.28	252.79	3	125999640	157499550
		Lapangan	35680000	260.4	78.11	2	83999760	104999700
3	300 x 500	Tumpuan -	159300000	1270.455	670.04	5	209999400	262499250
		Tumpuan +	61700000	486.98	259.52	3	125999640	157499550
		Lapangan	35680000	260.39	78.12	2	83999760	104999700
4	300 x 500	Tumpuan -	172900000	1381	727.25	5	209999400	262499250
		Tumpuan +	64450000	508.84	271.1	3	125999640	157499550
		Lapangan	35680000	260.39	78.11	2	83999760	104999700
5	300 x 500	Tumpuan -	181400000	1450.28	763.1	6	251999280	314999100
		Tumpuan +	64450000	508.84	271.1	3	125999640	157499550
		Lapangan	35680000	260.39	78.11	2	83999760	104999700
6	300 x 500	Tumpuan -	185000000	1479.76	763.1	6	251999280	314999100
		Tumpuan +	61450000	485	271.1	3	125999640	157499550
		Lapangan	35680000	260.39	78.11	2	83999760	104999700
7	300 x 500	Tumpuan -	186430000	1491.35	763.1	6	251999280	314999100
		Tumpuan +	55000000	433.8	271.1	3	125999640	157499550
		Lapangan	35680000	260.39	78.11	2	83999760	104999700
8	300 x 500	Tumpuan -	184800000	1478.03	763.1	6	251999280	314999100
		Tumpuan +	45000000	354.57	271.1	3	125999640	157499550
		Lapangan	35680000	260.39	78.11	2	83999760	104999700
9	300 x 500	Tumpuan -	182530000	1459.5	763.1	6	251999280	314999100
		Tumpuan +	36000000	283.4	271.1	3	125999640	157499550
		Lapangan	35680000	260.39	78.11	2	83999760	104999700
10	300 x 500	Tumpuan -	152090000	1211.98	763.1	5	209999400	262499250
		Tumpuan +	25000000	196.59	271.1	3	125999640	157499550
		Lapangan	35680000	260.39	78.11	2	83999760	104999700

TUGAS AKHIR

Lampiran TABEL



TABEL PERHITUNGAN MOMEN KAPASITAS BALOK INTERIOR PORTAL 2,3,4,5,6,7

Balok

$b = 300$  mm  
 $h = 500$  mm  
 $d = 440.5$  mm  
 $d' = 59.5$  mm

Tul. utama = 19 mm  
 Tul. sengkang = 10 mm  
 $f_y = 390$  Mpa  
 $f_c = 30$  Mpa

Lantai	Balok	Lotak	Mu (Nmm)	As mm <sup>2</sup>	As' mm <sup>2</sup>	Tulangan	M-nominal Nmm	M kapasitas Nmm
1	300 x 500	Tumpuan -	116000000	1272.97	671.35	5	209999400	262499250
		Tumpuan +	67920000	1017.34	538.39	4	167999520	209999400
		Lapangan	35680000	434.76	130.43	2	83999760	104999700
2	300 x 500	Tumpuan -	157800000	1187.85	627.19	5	209999400	262499250
		Tumpuan +	65100000	1017.34	538.39	4	167999520	209999400
		Lapangan	35680000	420.1	126.01	2	83999760	104999700
3	300 x 500	Tumpuan -	183500000	1378.57	725.99	5	209999400	262499250
		Tumpuan +	149170000	1017.34	538.39	4	167999520	209999400
		Lapangan	35680000	412.71	123.81	2	83999760	104999700
4	300 x 500	Tumpuan -	200820000	1419.3	747.022	5	209999400	262499250
		Tumpuan +	108800000	1017.34	538.39	4	167999520	209999400
		Lapangan	35680000	434.76	130.43	2	83999760	104999700
5	300 x 500	Tumpuan -	210750000	1395.91	734.95	5	209999400	262499250
		Tumpuan +	117500000	1017.34	538.39	4	167999520	209999400
		Lapangan	35680000	412.71	123.81	2	83999760	104999700
6	300 x 500	Tumpuan -	213990000	1459.26	767.63	6	251999280	314999100
		Tumpuan +	119740000	1017.34	538.39	4	167999520	209999400
		Lapangan	35680000	434.76	130.42	2	83999760	104999700
7	300 x 500	Tumpuan -	212600000	1505.07	791.23	6	251999280	314999100
		Tumpuan +	117750000	1017.34	538.39	4	167999520	209999400
		Lapangan	35680000	435.49	130.65	2	83999760	104999700
8	300 x 500	Tumpuan -	206970000	1528.7	803.38	6	251999280	314999100
		Tumpuan +	111080000	1017.34	538.39	4	167999520	209999400
		Lapangan	35680000	434.76	130.43	2	83999760	104999700
9	300 x 500	Tumpuan -	209960000	1488.74	782.816	6	251999280	314999100
		Tumpuan +	109830000	1017.34	538.39	4	167999520	209999400
		Lapangan	35680000	420.1	126.02	2	83999760	104999700
10	300 x 500	Tumpuan -	123600000	1186.15	626.3	5	209999400	262499250
		Tumpuan +	25000000	1017.34	538.39	4	167999520	209999400
		Lapangan	35680000	390.45	117.14	2	83999760	104999700

TUGAS AKHIR

Lampiran TABEL



PERHITUNGAN MOMEN KAPASITAS BALOK EKSTERIOR PORTAL B DAN C

Balok	b =	300	mm	Tul. utama =	19	mm
	h =	500	mm	Tul. sengkang =	10	mm
	d =	440.5	mm	$f_y$ =	390	MPa
	d' =	59.5	mm	$f_c$ =	30	Mpa

Lantai	Balok	Letak	Mu (Nmm)	As mm <sup>2</sup>	As' mm <sup>2</sup>	Tulangan	M nominal Nmm	M kapasitas Nmm
1	300 x 500	Tumpuan -	116000000	920.78	487.92	3	125999640	157499550
		Tumpuan +	67920000	536.42	285.69	2	83999760	104999700
		Lapangan	35680000	260.40	78.12	2	83999760	104999700
2	300 x 500	Tumpuan -	157800000	1258.28	663.74	4	167999520	209999400
		Tumpuan +	65100000	514.00	273.82	2	83999760	104999700
		Lapangan	35680000	260.40	78.12	2	83999760	104999700
3	300 x 500	Tumpuan -	183500000	1467.43	771.84	5	209999400	262499250
		Tumpuan +	149170000	1188.34	627.44	3	125999640	157499550
		Lapangan	35680000	260.40	78.12	2	83999760	104999700
4	300 x 500	Tumpuan -	200820000	1609.10	844.69	5	209999400	262499250
		Tumpuan +	108800000	862.97	457.64	3	125999640	157499550
		Lapangan	35680000	260.40	78.12	2	83999760	104999700
5	300 x 500	Tumpuan -	210750000	932.84	886.46	5	209999400	262499250
		Tumpuan +	117500000	932.84	494.23	3	125999640	157499550
		Lapangan	35680000	260.40	78.12	2	83999760	104999700
6	300 x 500	Tumpuan -	213990000	1717.24	900.09	5	209999400	262499250
		Tumpuan +	119740000	950.85	503.65	3	125999640	157499550
		Lapangan	35680000	260.40	78.12	2	83999760	104999700
7	300 x 500	Tumpuan -	212600000	1705.81	894.24	5	209999400	262499250
		Tumpuan +	117750000	934.85	495.28	3	125999640	157499550
		Lapangan	35680000	260.40	78.12	2	83999760	104999700
8	300 x 500	Tumpuan -	206970000	1659.56	870.56	5	209999400	262499250
		Tumpuan +	111080000	881.26	467.23	3	125999640	157499550
		Lapangan	35680000	260.40	78.12	2	83999760	104999700
9	300 x 500	Tumpuan -	209960000	1684.11	883.13	5	209999400	262499250
		Tumpuan +	109830000	871.23	461.97	3	125999640	157499550
		Lapangan	35680000	260.40	78.12	2	83999760	104999700
10	300 x 500	Tumpuan -	123600000	981.91	519.89	4	167999520	209999400
		Tumpuan +	25000000	196.59	105.16	2	83999760	104999700
		Lapangan	35680000	260.40	78.12	2	83999760	104999700

TUGAS AKHIR

Lampiran TABEL

TABEL PERHITUNGAN MOMEN KAPASITAS BALOK EKSTERIOR PORTAL A DAN D

Balok	b =	300	mm	Tul. utama =	19	mm
	h =	500	mm	Tul. sengkang =	10	mm
	d =	440.5	mm	fy =	390	Mpa
	d' =	59.5	mm	fc' =	320	MPa

Lantai	Balok	Letak	Mu (Nmm)	As mm <sup>2</sup>	As' mm <sup>2</sup>	Tulangan	M nominal Nmm	M kapasitas Nmm
1	300 x 500	Tumpuan -	89090000	705.17	374.73	3	125999640.0	157499550.0
		Tumpuan +	65000000	513.21	273.40	2	83999760.0	104999700.0
		Lapangan	59450000	434.76	130.43	2	83999760.0	104999700.0
2	300 x 500	Tumpuan -	123900000	984.32	521.15	4	167999520.0	209999400.0
		Tumpuan +	69500000	548.99	292.33	2	83999760.0	104999700.0
		Lapangan	57450000	420.06	126.02	2	83999760.0	104999700.0
3	300 x 500	Tumpuan -	145900000	1161.87	613.69	5	209999400.0	262499250.0
		Tumpuan +	90130000	713.48	379.11	3	125999640.0	157499550.0
		Lapangan	56450000	412.71	123.81	2	83999760.0	104999700.0
4	300 x 500	Tumpuan -	158300000	1262.34	665.84	5	209999400.0	262499250.0
		Tumpuan +	101300000	802.84	426.09	3	125999640.0	157499550.0
		Lapangan	59450000	434.76	130.43	2	83999760.0	104999700.0
5	300 x 500	Tumpuan -	162910000	1299.77	685.23	5	209999400.0	262499250.0
		Tumpuan +	104980000	832.33	441.57	3	125999640.0	157499550.0
		Lapangan	56450000	412.71	123.81	2	83999760.0	104999700.0
6	300 x 500	Tumpuan -	161700000	1289.94	680.14	5	209999400.0	262499250.0
		Tumpuan +	102940000	815.98	432.99	3	125999640.0	157499550.0
		Lapangan	59450000	434.76	130.43	2	83999760.0	104999700.0
7	300 x 500	Tumpuan -	156330000	1246.36	657.56	5	209999400.0	262499250.0
		Tumpuan +	97200000	770.01	408.84	3	125999640.0	157499550.0
		Lapangan	59550000	435.49	130.65	2	83999760.0	104999700.0
8	300 x 500	Tumpuan -	147890000	1177.98	622.06	5	209999400.0	262499250.0
		Tumpuan +	88100000	697.26	370.57	3	125999640.0	157499550.0
		Lapangan	59450000	434.76	130.43	2	83999760.0	104999700.0
9	300 x 500	Tumpuan -	143190000	1139.95	602.29	5	209999400.0	262499250.0
		Tumpuan +	83650000	661.73	351.85	3	125999640.0	157499550.0
		Lapangan	57450000	420.06	126.02	2	83999760.0	104999700.0
10	300 x 500	Tumpuan -	116400000	923.99	489.60	4	167999520.0	209999400.0
		Tumpuan +	68380000	540.08	287.62	2	83999760.0	104999700.0
		Lapangan	53420000	390.46	117.14	2	83999760.0	104999700.0

TUGAS AKHIR

Lampiran TABEL



TABEL Perhitungan Geser Balok Induk

$f_c' = 30 \text{ Mpa}$   
 $f_y = 240 \text{ Mpa}$

$\phi = 10 \text{ mm}$  Balok  $b = 300 \text{ mm}$   
 $d' = 62,5 \text{ mm}$   $d = 500 \text{ mm}$

balok	dimensi	daerah	Mn- kN	Mn+ kNm	w kN/m	Vu,b kN	Vc kN	Vs kN	senggang mm	Sperlu mm	Spasang mm	Avmin pakai	$\phi V_n$ kN	$2/3 \phi V_n > V_u$ OK
lantai 1	300x500	sendi plastis	210.00	168.00	29.12	150.36	119.47	176.89	2 $\phi$ 10	93.35	100	42.50		
		luar sendi plastis							2 $\phi$ 10	219.00	200	85.00	202.04	OK
lantai 2	300x500	sendi plastis	210.00	168.00	29.12	150.36	119.47	176.89	2 $\phi$ 10	93.35	100	42.50		
		luar sendi plastis							2 $\phi$ 10	219.00	200	85.00	202.04	OK
lantai 3	300x500	sendi plastis	210.00	168.00	29.12	150.36	119.47	176.89	2 $\phi$ 10	93.35	100	42.50		
		luar sendi plastis							2 $\phi$ 10	219.00	200	85.00	202.04	OK
lantai 4	300x500	sendi plastis	210.00	168.00	29.12	150.36	119.47	176.89	2 $\phi$ 10	93.35	100	42.50		
		luar sendi plastis							2 $\phi$ 10	219.00	200	85.00	202.04	OK
lantai 5	300x500	sendi plastis	210.00	168.00	29.12	150.36	119.47	176.89	2 $\phi$ 10	93.35	100	42.50		
		luar sendi plastis							2 $\phi$ 10	219.00	200	85.00	202.04	OK
lantai 6	300x500	sendi plastis	252.00	168.00	29.12	157.36	119.47	185.13	2 $\phi$ 10	89.19	100	42.50		
		luar sendi plastis							2 $\phi$ 10	219.00	200	85.00	202.04	OK
lantai 7	300x500	sendi plastis	252.00	168.00	29.12	157.36	119.47	185.13	2 $\phi$ 10	89.19	100	42.50		
		luar sendi plastis							2 $\phi$ 10	219.00	200	85.00	202.04	OK
lantai 8	300x500	sendi plastis	252.00	168.00	29.12	157.36	119.47	185.13	2 $\phi$ 10	89.19	100	42.50		
		luar sendi plastis							2 $\phi$ 10	219.00	200	85.00	202.04	OK
lantai 9	300x500	sendi plastis	252.00	168.00	29.12	157.36	119.47	185.13	2 $\phi$ 10	89.19	100	42.50		
		luar sendi plastis							2 $\phi$ 10	219.00	200	85.00	202.04	OK
lantai 10	300x500	sendi plastis	230.22	168.00	29.12	153.73	119.47	180.86	2 $\phi$ 10	91.30	100	42.50		
		luar sendi plastis							2 $\phi$ 10	219.00	200	85.00	202.04	OK



TABEL PENULANGAN KOLOM INTERIOR

level	dimensi	Pu N	Mux Nmm	Muy Nmm	$\phi$ M'nx Nmm	$\phi$ M'ny Nmm	e	kx	ky	$\rho$	As mm <sup>2</sup>	D22
1	550X550	5162400	131500000	122840000	197644615.4	193647692.3	38.29	17.07	1.19	0.01	3025	8.0
2	550X550	4710500	174780000	47760000	200496923.1	141872307.7	42.56	15.57	1.21	0.01	3025	8.0
3	550X550	4171160	218900000	68930000	256016153.8	186799230.8	61.38	13.79	1.54	0.01	3025	8.0
4	550X550	3583600	234530000	65140000	269605384.6	191425384.6	75.23	11.85	1.62	0.01	3025	8.0
5	550X550	2980490	233010000	63750000	267336923.1	189216923.1	89.70	9.85	1.61	0.01	3025	8.0
6	550X550	2385960	217760000	58330000	249168461.5	175585384.6	104.43	7.89	1.50	0.01	3025	8.0
7	550X550	1817110	204060000	51500000	231790769.2	161378461.5	127.56	6.01	1.39	0.01	3025	8.0
8	550X550	1283800	188710000	54000000	217786923.1	155613076.9	169.64	4.24	1.31	0.01	3025	8.0
9	550X550	790330	134540000	40110000	156137692.3	112554615.4	197.56	2.61	0.94	0.01	3025	8.0
10	550X550	325880	232490000	93180000	282663846.2	218366923.1	867.39	1.08	1.70	0.01	3025	8.0

TABEL PENULANGAN KOLOM EKSTERIOR

level	dimensi	Pu N	Mux Nmm	Muy Nmm	$\phi$ M'nx Nmm	$\phi$ M'ny Nmm	e	kx	ky	$\rho$	As mm <sup>2</sup>	D22
1	550X550	2585160	122650000	157060000	207220769.2	223102307.7	80.16	8.55	1.25	0.01	3025	8.0
2	550X550	2332570	130300000	137440000	204306153.8	207601538.5	87.59	7.71	1.23	0.01	3025	8.0
3	550X550	2073380	136150000	126090000	204044615.4	199401538.5	98.41	6.85	1.23	0.01	3025	8.0
4	550X550	1808770	136250000	122900000	202426923.1	196265384.6	111.91	5.98	1.22	0.01	3025	8.0
5	550X550	1540590	131090000	115930000	193513846.2	186516923.1	125.61	5.09	1.16	0.01	3025	8.0
6	550X550	1270240	122410000	110030000	181656923.1	175943076.9	143.01	4.20	1.09	0.01	3025	8.0
7	550X550	998950	111240000	103560000	167003076.9	163458461.5	167.18	3.30	1.00	0.01	3025	8.0
8	550X550	727700	101190000	98950000	154470769.2	153436923.1	212.27	2.41	0.93	0.01	3025	8.0
9	550X550	457110	98320000	91200000	147427692.3	144141538.5	322.52	1.51	0.89	0.01	3025	8.0
10	550X550	187660	167430000	158820000	252948461.5	248974615.4	1347.91	0.62	1.52	0.01	3025	8.0

TABEL PENULANGAN GESER UNTUK KOLOM

2 $\phi$ 10 = 157		mm <sup>2</sup>	f <sub>c</sub> = 30		Mpa							
h <sub>n</sub> = 3.5		m	f <sub>y</sub> = 320		Mpa							
level	dimensi mmxmm	l <sub>o</sub> mm	S <sub>o</sub> mm	P <sub>u</sub> kN	M <sub>n</sub> balok	V <sub>u</sub> kN	V <sub>c</sub> kN	n tul sengkang	S max mm	V <sub>s</sub> kN	$\phi$ V <sub>n</sub> kN	$\phi$ V <sub>n</sub> > V <sub>u</sub> OK
1	550x550	600	150	3354.40	209.999	120.00	136.49	2 $\phi$ 10	450	41.93	151.66	OK
2	550x550	600	150	2977.90	209.999	120.00	136.48	2 $\phi$ 10	450	41.93	151.65	OK
3	550x550	600	150	2573.18	209.999	120.00	136.47	2 $\phi$ 10	450	41.93	151.64	OK
4	550x550	600	150	2163.10	209.999	120.00	136.45	2 $\phi$ 10	450	41.93	151.63	OK
5	550x550	600	150	1763.60	209.999	120.00	136.44	2 $\phi$ 10	450	41.93	151.62	OK
6	550x550	600	150	1385.11	251.999	144.00	136.43	2 $\phi$ 10	450	41.93	151.61	OK
7	550x550	600	150	1034.15	251.999	144.00	136.42	2 $\phi$ 10	450	41.93	151.60	OK
8	550x550	600	150	713.80	251.999	144.00	136.41	2 $\phi$ 10	450	41.93	151.59	OK
9	550x550	600	150	422.00	251.999	144.00	136.40	2 $\phi$ 10	450	41.93	151.58	OK
10	550x550	600	150	158.29	209.999	120.00	136.39	2 $\phi$ 10	450	41.93	151.57	OK



TABEL PERHITUNGAN BEAM COLOUMN JOINT INTERIOR

$f_c' = 30$   
 $f_y = 390$

level	Momen balok		Vh ( N )	T1(N)	T2 ( N )	Vjh ( N )	$\phi V_c$ ( N )	$\phi V_c > Vjh$
	Mn- (Nmm)	Mn+ (Nmm)						
1	209999000	167999000	107999.43	553800	443040	888840.57	1932091.3	OK
2	209999000	167999000	107999.43	553800	443040	888840.57	1932091.3	OK
3	209999000	167999000	107999.43	553800	443040	888840.57	1932091.3	OK
4	209999000	167999000	107999.43	553800	443040	888840.57	1932091.3	OK
5	209999000	167999000	107999.43	553800	443040	888840.57	1932091.3	OK
6	251999000	167999000	119999.43	664560	443040	987600.57	1932091.3	OK
7	251999000	167999000	119999.43	664560	443040	987600.57	1932091.3	OK
8	251999000	167999000	119999.43	664560	443040	987600.57	1932091.3	OK
9	251999000	167999000	119999.43	664560	443040	987600.57	1932091.3	OK
10	209999000	167999000	107999.43	553800	443040	888840.57	1932091.3	OK

TABEL PERHITUNGAN BEAM COLOUMN JOINT EKSTERIOR

$f_c' = 30$   
 $f_y = 390$

level	Momen balok		Vh ( N )	T1(N)	T2 ( N )	Vjh ( N )	$\phi V_c$ ( N )	$\phi V_c > Vjh$
	Mn- (Nmm)	Mn+ (Nmm)						
1	167999000	83999000	71999.43	443040	221520	592560.57	1454888.0	OK
2	167999000	83999000	71999.43	443040	221520	592560.57	1454888.0	OK
3	209999000	125999000	95999.43	553800	332280	790080.57	1454888.0	OK
4	209999000	125999000	95999.43	553800	332280	790080.57	1454888.0	OK
5	209999000	125999000	95999.43	553800	332280	790080.57	1454888.0	OK
6	209999000	125999000	95999.43	553800	332280	790080.57	1454888.0	OK
7	209999000	125999000	95999.43	553800	332280	790080.57	1454888.0	OK
8	209999000	125999000	95999.43	553800	332280	790080.57	1454888.0	OK
9	209999000	125999000	95999.43	553800	332280	790080.57	1454888.0	OK
10	167999000	83999000	71999.43	443040	221520	592560.57	1454888.0	OK



\$ Control Data. File ASISTEM saved	15 30 60:19 20 00	46 25 13 0
12/22/00 8:54:21 in KiloNewton-	16 0 80:11 13 00 0	47 24 12 0
meters	17 25 80:11 23 00 0	48 23 11 0
ETABS 6.1	18 27 5 80:11 83 00 0	49 22 10 0
Heading Data 1	19 30 80:19 30 00	50 18 19 0
Heading Data 2	20 0 100:11 40 00	\$ Layout Floor Bays
10 1 1 10 20 9 1 3 2 10 30 1 20 10 1	21 25 100:11 24 00 0	1 1 2 8 10 00 0
3	22 5 100:11 34 00 0	2 2 3 10 11 00 0
9.81456 0.0001 0 1	23 10 100:11 44 00 0	3 3 4 11 12 00 0
\$ Story Data	24 15 100:11 54 00 0	4 4 5 12 13 00 0
10 3.5 1	25 20 100:11 64 00 0	5 5 6 13 14 00 0
1 00 00 00 00 0	26 25 100:11 74 00 0	6 6 7 14 15 00 0
9 3.5 1	27 27 5 100:11 84 00 0	7 9 10 21 22 00 0
1 00 00 00 00 0	28 30 100:11 94 00 0	8 10 11 22 23 00 0
8 3.5 1	29 27 5 60:11 82 00 0	9 11 12 23 24 00 0
1 00 00 00 00 0	30 0 160:11 15 00 0	10 12 13 24 25 00 0
7 3.5 1	31 5 160:11 25 00 0	11 13 14 25 26 00 0
1 00 00 00 00 0	32 10 160:11 45 00 0	12 14 29 26 27 00 0
6 3.5 1	33 15 160:11 55 00 0	13 20 22 30 31 00 0
1 00 00 00 00 0	34 20 160:11 65 00 0	14 22 23 31 32 00 0
5 3.5 1	35 25 160:11 75 00 0	15 23 24 32 33 00 0
1 00 00 00 00 0	36 30 160:11 95 00 0	16 24 25 33 34 00 0
4 3.5 1	37 15 80:11 53 00 0	17 25 26 34 35 00 0
1 00 00 00 00 0	\$ Layout Beam Bays	18 26 28 35 36 00 0
3 3.5 1	1 1 2 0	\$ Joint Load Pattern Data
1 00 00 00 00 0	2 2 3 0	1 0 0 0 0 0 983.7 0
2 3.5 1	3 3 4 0	2 0 0 0 0 0 1477.3 0
1 00 00 00 00 0	4 4 5 0	3 0 0 0 0 0 1313.2 0
1 3.5 1	5 5 6 0	4 0 0 0 0 0 1149 0
1 00 00 00 00 0	6 6 7 0	5 0 0 0 0 0 984.87 0
\$ Material Property Data	7 8 1 0	6 0 0 0 0 0 820.7 0
1 C 2.482112E+07 0.2 24 2.4	8 8 10 0	7 0 0 0 0 0 656.6 0
0.0000055 320000 30000 320000	9 10 11 0	8 0 0 0 0 0 492.4 0
30000	10 11 12 0	9 0 0 0 0 0 328.3 0
\$ Column Property Data	11 12 13 0	10 0 0 0 0 0 164.14 0
1 RECT 1 0.55 0.55 0 0 1 0.7 1	12 13 14 0	11 0 0 0 0 0 590.2 0
\$ Beam Property Data	13 14 29 0	12 0 0 0 0 0 886.4 0
1 RECT 1 0.2 0.2 0.3 0 0 1 0.35 1	14 29 15 0	13 0 0 0 0 0 787.9 0
2 RECT 1 0.2 0.2 0.3 0 0 1 0.35 1	15 16 17 0	14 0 0 0 0 0 689.5 0
\$ Floor Property Data	16 20 21 0	15 0 0 0 0 0 590.9 0
1 MEMB 1 0.13 0.13 0.13	17 21 22 0	16 0 0 0 0 0 492.4 0
\$ Panel Property Data	18 22 23 0	17 0 0 0 0 0 393.9 0
1 MEMB 1 0.25 0.25 0.25 0 0 0 0	19 23 24 0	18 0 0 0 0 0 295.4 0
2 MEMB 1 0.25 0.25 0.25 0 0 0 0	20 24 25 0	19 0 0 0 0 0 196.97 0
3 MEMB 1 0.2 0.2 0.2 0 0 0 0	21 25 26 0	20 0 0 0 0 0 98.5 0
\$ Frame Heading and Control Data	22 26 27 0	\$ Beam Load Pattern Data
tugas akhir dual-sistem dengan BMRF	23 27 28 0	1 1 4.903327 0 0 0 0 0 0 0 Sbeban
dan shearwall	24 30 31 0	dinding
1 37 50 18 20 5 4 1 0 80 0 1 1	25 31 32 0	0 0
\$ Layout Grids	26 32 33 0	2 1 1.569065 0 0 0 0 0 0 0 Sbeban
1 1 dual rect 0 0 0 9.5	27 33 34 0	kaca
1 0 2.5 5 10 15 20 25 27.5	28 34 35 0	0 0
1 30	29 35 36 0	3 1 61.09546 0 0 0 0 0 0 0 Sbeban R1
1 0 6.8 10 16	30 30 20 0	0 0
\$ Layout Column Lines	31 20 8 0	4 1 47.17001 0 0 0 0 0 0 0 Sbeban R2
1 0 0 0 1 1 1 0 0 0	32 31 22 0	0 0
2 5 0 0 1 3 1 0 0 0	33 32 23 0	5 1 0 0 0 0 0 0 0 0
3 10 0 0 1 4 1 0 0 0	34 33 24 0	0 0
4 15 0 0 1 5 1 0 0 0	35 34 25 0	\$ Floor Load Pattern Data
5 20 0 0 1 6 1 0 0 0	36 35 26 0	1 0.59 0 0 Sbeban hidup atap
6 25 0 0 1 7 1 0 0 0	37 36 28 0	2 0.9806654 0 0 Sbeban hidup lantai
7 30 0 0 1 9 1 0 0 0	38 10 2 0	3 1.019892 0 0 Sbeban mati atap
8 0 6 0 1 1 2 0 0 0	39 11 3 0	4 1.990751 0 0 Sbeban mati lantai
9 2 5 6 0 1 1 2 0 0 0	40 12 4 0	\$ Joint Assignment Data
10 5 6 0 1 1 3 2 0 0 0	41 13 5 0	37 37 0 10 1 1 0
11 10 6 0 1 1 4 2 0 0 0	42 14 6 0	
12 15 6 0 1 1 5 2 0 0 0	43 15 7 0	\$ Column Assignment Data
13 20 6 0 1 1 6 2 0 0 0	44 28 15 0	1 1 0 10 1 0 0 0
14 25 6 0 1 1 7 2 0 0 0	45 26 14 0	1 1 0 10 1 3 0 0

220101300	4646010120000	4141091100
330101000	4545010120000	4242091100
440101300	3030010120000	4343091100
550101300	3232010120000	3030091100
660101300	3333010120000	3232091100
770101300	3434010120000	3333091100
10100101300	3535010120000	3434091100
11110101300	3636010120000	3535091100
12120101300	3737010120000	3636091100
13130101300	3131010120000	3737091100
14140101300	4444010120000	99091100
22220101300		1818091100
23230101300	\$ Floor Assignment Data	1919091100
24240101300	1101011	1010091100
25250101300	2201011	2020091100
26260101300	3301011	1111091100
30300101300	4401011	2121091100
31310101300	5501011	1212091100
32320101300	6601011	11091200
33330101200	7701011	22091200
34340101300	8801011	33091200
35350101300	9901011	44091200
36360101300	101001011	55091200
20200101200	111101011	66091200
21210101200	121201011	2424091200
880101200	131301011	2525091200
990101200	141401011	2626091200
17170101200	151501011	2727091200
27270101200	161601011	2828091200
28280101200	171701011	2929091200
18180101200	181801011	
29290101200		\$ Floor Load Assignment Data
15150101200	\$ Panel Assignment Data	11091200000
	11012083	22091200000
	110128153	33091200000
\$ Beam Assignment Data	210120213	44091200000
11010120000	2101893	55091200000
22010120000	210127283	66091200000
33010120000	210129153	77091200000
44010120000	210116173	88091200000
55010120000	210118193	99091200000
66010120000		1010091200000
88010120000	\$ Joint Load Assignment Data	1111091200000
99010120000	373701010000001	1212091200000
1010010120000	37370990000002	1313091200000
1111010120000	37370880000003	1414091200000
1212010120000	37370770000004	1515091200000
1313010120000	37370660000005	1616091200000
1717010120000	37370550000006	1717091200000
1818010120000	37370440000007	1818091200000
1919010120000	37370330000008	11091400000
2020010120000	37370220000009	22091400000
2121010120000	37370110000010	33091400000
2222010120000	3737010100000011	44091400000
2424010120000	373709900000012	55091400000
2525010120000	373708800000013	66091400000
2626010120000	373707700000014	77091400000
2727010120000	373706600000015	88091400000
2828010120000	373705500000016	99091400000
2929010120000	373704400000017	1010091400000
77010120000	373703300000018	1111091400000
3838010120000	373702200000019	1212091400000
3939010120000	373701100000020	1313091400000
4040010120000		1414091400000
4141010120000	\$ Beam Load Assignment Data	1515091400000
4242010120000	77091100	1616091400000
4343010120000	3838091100	1717091400000
4949010120000	3939091100	1818091400000
4848010120000	4040091100	1101010100000
4747010120000		



```

2201010100000
3301010100000
4401010100000
5501010100000
6601010100000
7701010100000
8801010100000
9901010100000
10101010100000
111101010100000
121201010100000
131301010100000
141401010100000
151501010100000
161601010100000
171701010100000
181801010100000
1101010300000
2201010300000
3301010300000
4401010300000
5501010300000
6601010300000
7701010300000
8801010300000
9901010300000
10101010300000
111101010300000
121201010300000
131301010300000
141401010300000
151501010300000
161601010300000
171701010300000
181801010300000

```

#### \$ Frame Location Data

```
1000
```

#### \$ User Defined Lateral Static Loads

```

101 A 626.6205 0 14.980
91 A 650.5901 0 14.980
81 A 578.3023 0 14.980
71 A 506.0146 0 14.980
61 A 433.7267 0 14.980
51 A 361.439 0 14.980
41 A 289.1512 0 14.980
31 A 216.8634 0 14.980
21 A 144.5756 0 14.980
11 A 72.28779 0 14.980
101 B 626.6205 14.980
91 B 650.5901 14.980
81 B 578.3023 14.980
71 B 506.0146 14.980
61 B 433.7267 14.980
51 B 361.439 14.980
41 B 289.1512 14.980
31 B 216.8634 14.980
21 B 144.5756 14.980
11 B 72.28779 14.980

```

#### \$ Lateral Dynamic Spectrum Data

```
Analisa Dinamis RESPONSE
```

```
SPECTRUM ZONE 2B UBC 97
```

```
0 CQC 0.05
```

```
ds 3.8 1 1
```

```
ds 3.7 1 1
```

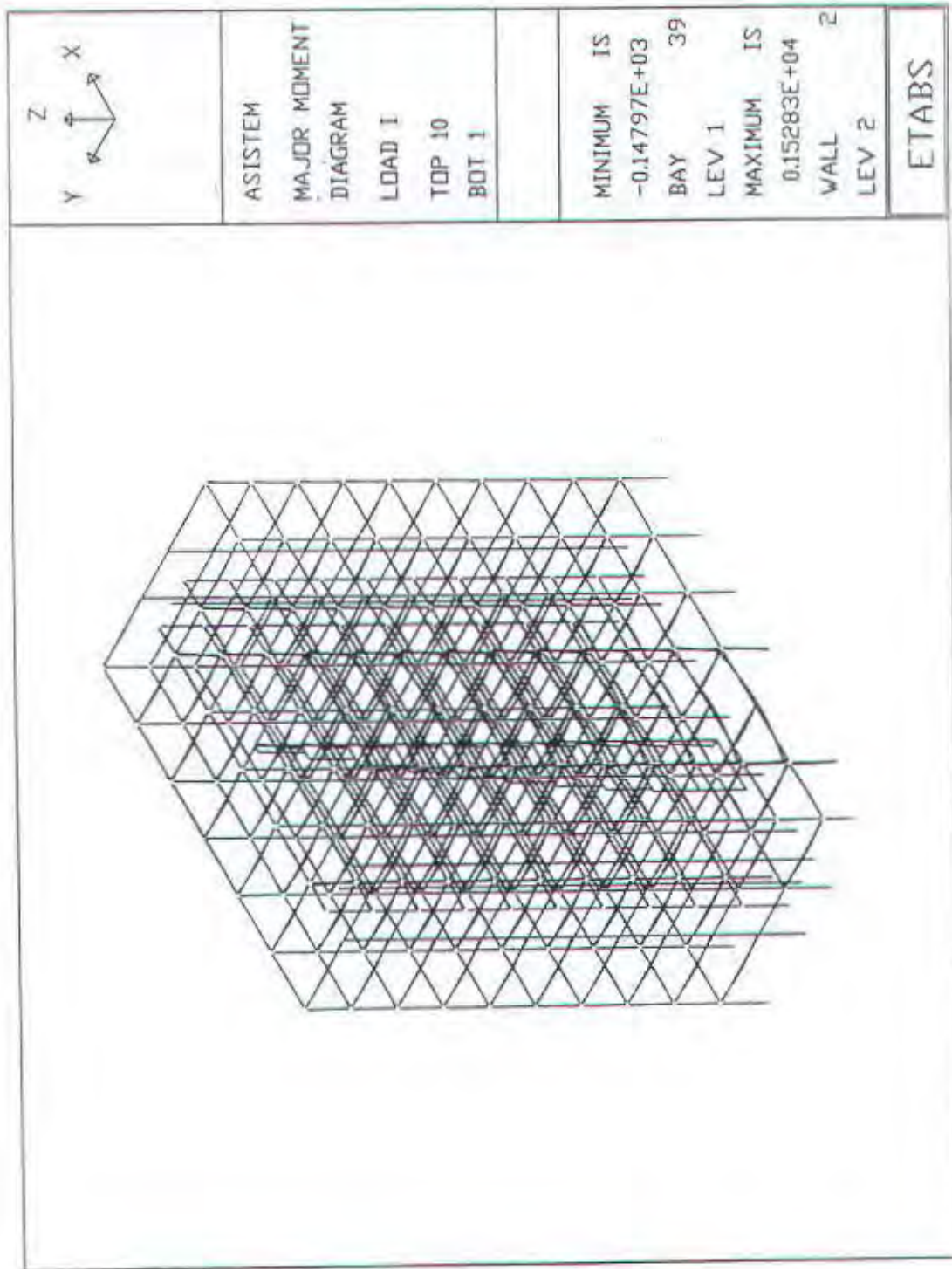
#### \$ Load Case Data


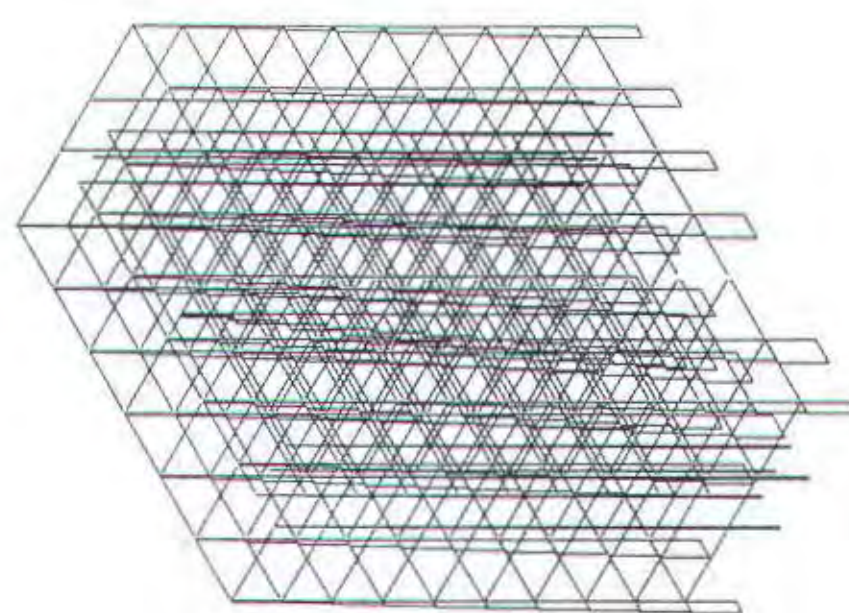
```


1011001000
201.417000000
300.7700-1.1-1.1000
400.77001.11.1000
500.77000000-1.1
600.770000001.1
701.540.550-1.1-1.1000
801.540.5501.11.1000
901.540.55000000-1.1
1001.540.550000001.1
1100.900280000
1200.900028000
1300.9000000-2.8
1400.90000002.8
1501.2050280000
1601.2050028000
1701.20500000-2.8
1801.205000002.8
19011010000
20000000000

```





	ASISTEM AXIAL FORCE DIAGRAM LOAD 1 TOP 10 BOT 1	- MINIMUM IS -0.43062E+04 WALL 2 LEV 1 MAXIMUM IS 0.00000E+00 BAY 49 LEV 1	ETABS
			

	
ASISTEM AXIAL FORCE DIAGRAM LOAD 1 TOP 10 BOT 1	
MINIMUM IS -0.43062E+04 WALL 2 LEV 1	MAXIMUM IS 0.00000E+00 BAY 49 LEV 1
ETABS	



CSI/ETABS ver - 6.1 THREE DIMENSIONAL ANALYSIS OF BUILDING SYSTEMS  
 PROGRAM:ETABS/FILE:\PROGRA-2\SIPIL\ETABS\PROGRA-1\ASISTEM.STR  
 HEADING DATA 1  
 HEADING DATA 2

## COORDINATES OF CENTERS OF CUMULATIVE MASS &amp; CENTERS OF RIGIDITY

STORY LEVEL	DIAPHRAGM NUMBER	CENTER OF MASS			CENTER OF RIGIDITY	
		MASS	ORDINATE-X	ORDINATE-Y	ORDINATE-X	ORDINATE-Y
10	1	248.922	14.978	8.003	15.253	8.812
9	1	544.422	14.989	8.008	15.242	8.778
8	1	839.922	14.993	8.010	15.224	8.727
7	1	1135.422	14.994	8.010	15.201	8.662
6	1	1430.922	14.995	8.011	15.173	8.580
5	1	1726.422	14.996	8.011	15.141	8.482
4	1	2021.922	14.996	8.011	15.106	8.367
3	1	2317.422	14.997	8.011	15.070	8.239
2	1	2612.922	14.997	8.012	15.038	8.113
1	1	2908.422	14.997	8.012	15.031	8.025

## TOTAL MODAL DAMPING &amp; SPECTRAL VALUES

MODE NO	TIME PERIOD	DAMPING RATIO	SPEC-ACC D1	SPEC-ACC D2
1	1.04064	0.05000	1.139	1.109
2	0.90666	0.05000	1.429	1.391
3	0.67674	0.05000	1.988	1.936
4	0.30225	0.05000	2.660	2.590
5	0.23670	0.05000	2.660	2.590
6	0.16768	0.05000	2.660	2.590
7	0.12663	0.05000	2.660	2.590
8	0.10678	0.05000	2.613	2.545
9	0.07604	0.05000	2.167	2.110

## DYNAMIC RESPONSE SPECTRUM BASE SHEARS

MODE NO	D1		D2	
	DIRECTION-X	DIRECTION-Y	DIRECTION-X	DIRECTION-Y
1	2263.497	-127.320	-123.970	6.973
2	10.027	168.010	163.588	2741.095
3	5.281	-3.116	-3.034	1.791
4	1343.202	-26.583	-25.883	0.512
5	0.188	17.145	16.693	1519.192
6	0.126	-0.064	-0.062	0.031
7	515.885	-3.049	-2.969	0.018
8	0.004	1.387	1.351	458.770
9	0.042	-0.009	-0.008	0.002
CQC	2690.429	193.696	188.599	3175.578

RESPONSE SPECTRUM LATERAL STORY INERTIA  
FORCES FOR DIAPHRAGM 1

LOADS ARE AT THE CENTERS OF MASS OF THE  
RESPECTIVE STORY LEVELS

LEVEL	DIRN	/-LOAD CONDITIONS-/ D1 D2	
		D1	D2
10	X	653.19	33.65
10	Y	36.54	704.05
10	ROTZ	3.234E+02	1.878E+02
9	X	512.93	35.11
9	Y	37.53	600.75
9	ROTZ	3.534E+02	2.056E+02
8	X	416.62	30.50
8	Y	31.56	477.38
8	ROTZ	3.014E+02	1.752E+02
7	X	456.25	26.48
7	Y	26.88	487.86
7	ROTZ	2.550E+02	1.485E+02
6	X	481.95	22.97
6	Y	22.06	514.05
6	ROTZ	2.148E+02	1.297E+02
5	X	488.28	19.50
5	Y	17.69	520.47
5	ROTZ	1.638E+02	8.971E+01
4	X	499.81	15.96
4	Y	13.75	522.05
4	ROTZ	1.279E+02	6.676E+01
3	X	466.33	11.10
3	Y	9.29	487.63
3	ROTZ	9.250E+01	5.882E+01
2	X	334.91	6.47
2	Y	5.44	372.36
2	ROTZ	6.291E+01	3.698E+01
1	X	139.83	2.51
1	Y	2.52	177.28
1	ROTZ	2.331E+01	2.091E+01

RESPONSE SPECTRUM LATERAL FRAME  
DISPLACEMENTS FOR DIAPHRAGM 1

VALUES ARE AT THE FRAME ORIGIN IN THE  
FRAME LOCAL COORDINATES

LEVEL	DIRN	/-LOAD CONDITIONS-/ D1 D2	
		D1	D2
10	X	0.0749	0.0044
10	Y	0.0085	0.0606
10	ROTZ	0.0003	0.0001
9	X	0.0663	0.0039
9	Y	0.0073	0.0532
9	ROTZ	0.0002	0.0001
8	X	0.0575	0.0034
8	Y	0.0062	0.0456

8	ROTZ	0.0002	0.0001
7	X	0.0484	0.0029
7	Y	0.0051	0.0380
7	ROTZ	0.0002	0.0001
6	X	0.0392	0.0024
6	Y	0.0040	0.0305
6	ROTZ	0.0001	0.0001
5	X	0.0301	0.0019
5	Y	0.0030	0.0232
5	ROTZ	0.0001	0.0000
4	X	0.0213	0.0013
4	Y	0.0020	0.0165
4	ROTZ	0.0001	0.0000
3	X	0.0134	0.0008
3	Y	0.0013	0.0104
3	ROTZ	0.0000	0.0000
2	X	0.0069	0.0004
2	Y	0.0006	0.0054
2	ROTZ	0.0000	0.0000
1	X	0.0020	0.0001
1	Y	0.0002	0.0018
1	ROTZ	0.0000	0.0000

RESPONSE SPECTRUM LATERAL FRAME DRIFT  
RATIOS FOR DIAPHRAGM 1

VALUES ARE AT THE FRAME ORIGIN IN THE  
FRAME LOCAL COORDINATES

LEVEL	DIRN	/-LOAD CONDITIONS-/ D1 D2	
		D1	D2
10	X	0.00249	0.00014
10	Y	0.00032	0.00212
10	ROTZ	0.00001	0.00000
9	X	0.00259	0.00014
9	Y	0.00033	0.00218
9	ROTZ	0.00001	0.00000
8	X	0.00265	0.00015
8	Y	0.00032	0.00220
8	ROTZ	0.00001	0.00000
7	X	0.00268	0.00015
7	Y	0.00031	0.00218
7	ROTZ	0.00001	0.00000
6	X	0.00264	0.00016
6	Y	0.00029	0.00210
6	ROTZ	0.00001	0.00000
5	X	0.00251	0.00015
5	Y	0.00026	0.00195
5	ROTZ	0.00001	0.00000
4	X	0.00228	0.00014
4	Y	0.00023	0.00173
4	ROTZ	0.00001	0.00000
3	X	0.00190	0.00012
3	Y	0.00018	0.00143
3	ROTZ	0.00001	0.00000

2	X	0.00135	0.00009
2	Y	0.00012	0.00104
2	ROTZ	0.00000	0.00000
1	X	0.00058	0.00004
1	Y	0.00005	0.00051
1	ROTZ	0.00000	0.00000

FRAME ID (...)

RESPONSE SPECTRUM LATERAL FRAME STORY  
SHEARS FOR DIAPHRAGM 1

VALUES ARE AT THE FRAME ORIGIN IN THE  
FRAME LOCAL COORDINATES

LEVEL	DIRN	(-)LOAD CONDITIONS- /	
		D1	D2
10	X	657.85	33.96
10	Y	36.97	708.18
10	ROTZ	5.42E+03	1.04E+04
9	X	1153.66	69.37
9	Y	74.97	1298.26
9	ROTZ	9.57E+03	1.89E+04
8	X	1449.12	99.84
8	Y	107.14	1689.45
8	ROTZ	1.21E+04	2.45E+04
7	X	1663.41	125.66
7	Y	133.80	1977.53
7	ROTZ	1.39E+04	2.86E+04
6	X	1867.61	147.05
6	Y	155.22	2233.47
6	ROTZ	1.57E+04	3.22E+04
5	X	2074.75	164.17
5	Y	171.66	2479.72
5	ROTZ	1.74E+04	3.58E+04
4	X	2288.10	176.99
4	Y	183.44	2719.39
4	ROTZ	1.91E+04	3.93E+04
3	X	2497.84	185.36
3	Y	190.81	2943.32
3	ROTZ	2.08E+04	4.26E+04
2	X	2653.81	189.39
2	Y	194.33	3116.00
2	ROTZ	2.20E+04	4.52E+04
1	X	2706.16	189.72
1	Y	194.78	3189.94
1	ROTZ	2.25E+04	4.63E+04



CSI/ETABS ver - 6.1 THREE DIMENSIONAL ANALYSIS OF BUILDING SYSTEMS

PROGRAM:ETABS/FILE:\PROGRA-2\SIPIL\ETABS\PROGRA-1\ASISTEM.EIG

HEADING DATA 1

HEADING DATA 2

## STRUCTURAL TIME PERIODS AND FREQUENCIES

MODE NUMBER	PERIOD (TIME)	FREQUENCY (CYCLES/UNIT TIME)	CIRCULAR/FREQ (RADIANS/UNIT TIME)
1	1.04064	0.75721	4.75768
2	0.90666	0.93575	5.87948
3	0.67674	1.30422	8.19465
4	0.30225	3.30852	20.78806
5	0.23670	4.22484	26.54546
6	0.16768	5.96353	37.47038
7	0.12663	7.89675	49.61675
8	0.10678	9.36478	58.84062
9	0.07604	13.15168	82.63444

## MODAL PARTICIPATION FACTORS

MODE NUMBER	X-TRANS DIRECTION	Y-TRANS DIRECTION	Z-ROTN DIRECTION
1	44.57114	-2.50710	16.39684
2	-2.64920	-44.39008	8.96194
3	1.62965	-0.96167	-491.81500
4	-22.47139	0.44472	-5.78044
5	0.26613	24.21901	-2.41943
6	0.21790	-0.10964	-272.44478
7	13.92629	-0.08230	1.81958
8	-0.03953	-13.42739	0.43709
9	-0.14003	0.02866	149.46148

## MODAL DIRECTION FACTORS

MODE NUMBER	X-TRANS DIRECTION	Y-TRANS DIRECTION	Z-ROTN DIRECTION
1	99.55533	0.32739	0.11728
2	0.33562	99.62977	0.03461
3	0.11439	0.04277	99.84283
4	99.96702	0.01969	0.01329
5	0.01950	99.97734	0.00316
6	0.01267	0.00317	99.98416
7	99.99314	0.00178	0.00509
8	0.00162	99.99771	0.00067
9	0.01758	0.00067	99.98175

## EFFECTIVE MASS FACTORS

MODE NUMBER	--X TRANSLATION--		--Y TRANSLATION--		---Z ROTATION---	
	%-MASS	<%-SUM>	%-MASS	<%-SUM>	%-MASS	<%-SUM>
1	68.30	< 68.3>	0.22	< 0.2>	0.08	< 0.1>
2	0.24	< 68.5>	67.75	< 68.0>	0.02	< 0.1>
3	0.09	< 68.6>	0.03	< 68.0>	67.63	< 67.7>
4	17.36	< 86.0>	0.01	< 68.0>	0.01	< 67.7>
5	0.00	< 86.0>	20.17	< 88.2>	0.00	< 67.7>
6	0.00	< 86.0>	0.00	< 88.2>	20.75	< 88.5>
7	6.67	< 92.7>	0.00	< 88.2>	0.00	< 88.5>
8	0.00	< 92.7>	6.20	< 94.4>	0.00	< 88.5>
9	0.00	< 92.7>	0.00	< 94.4>	6.25	< 94.7>

CSI/ETABS ver - 8.1 THREE DIMENSIONAL ANALYSIS OF BUILDING SYSTEMS  
 PROGRAM: ETABS/FILE:\PROGRA-2\SIPIL\ETABS\PROGRA-1\ASISTEM.EKO

## JOB CONTROL INFORMATION

NUMBER OF STORIES----- 10  
 NUMBER OF FLOOR DIAPHRAGMS ON EACH LEVEL----- 1  
 NUMBER OF DIFFERENT FRAMES----- 1  
 NUMBER OF TOTAL FRAMES----- 1  
 NUMBER OF MASS TYPES----- 0  
 NUMBER OF LOAD CASES----- 20  
 NUMBER OF STRUCTURAL PERIODS----- 9  
 NUMBER OF MATERIAL PROPERTIES----- 1  
 NUMBER OF PROPERTIES FOR COLUMNS----- 3  
 NUMBER OF PROPERTIES FOR BEAMS----- 2  
 NUMBER OF PROPERTIES FOR FLOORS----- 1  
 NUMBER OF PROPERTIES FOR BRACES----- 0  
 NUMBER OF PROPERTIES FOR PANELS----- 3  
 NUMBER OF PROPERTIES FOR SUPPORTS/LINKS----- 0  
 CODE FOR STATIC LATERAL ANALYSIS----- 1  
 CODE FOR DYNAMIC LATERAL ANALYSIS----- 2  
 CODE FOR STRUCTURE TYPE----- 0  
 CODE FOR P-DELTA ANALYSIS----- 1  
 CODE FOR FRAME JOINT STIFFNESS MODIFICATION----- 0  
 CODE FOR FRAME SELF WEIGHT LOAD CONDITION----- 1  
 CODE FOR TYPE OF UNITS----- 3

GRAVITATIONAL ACCELERATION----- 0.9815E+01  
 EIGEN CONVERGENCE TOLERANCE----- 0.1000E-03  
 EIGEN CUTOFF TIME PERIOD----- 0.0000E+00  
 P-DELTA FACTOR----- 0.1000E+01

## STRUCTURAL STORY DATA

STORY LEVEL	STORY HEIGHT	NUMBER OF DIAPHRAGMS
10	3.50	1
9	3.50	1
8	3.50	1
7	3.50	1
6	3.50	1
5	3.50	1
4	3.50	1
3	3.50	1
2	3.50	1
1	3.50	1

## MATERIAL PROPERTIES

ID	TYPE	ELASTIC MODULUS	POISSON'S RATIO	UNIT WEIGHT	UNIT MASS	COEFF OF EXPANSION
1	C	0.1482E+08	0.2000	0.2400E+02	0.2400E+01	0.5500E-05

## MATERIAL PROPERTIES FOR DESIGN

ID	TYPE	FY	FC	FYS	PCS	FBMAJ	FBMIN
1	C	0.320E+06	0.300E+05	0.320E+06	0.300E+05		

## SECTION PROPERTIES FOR COLUMNS

ID	SECTION TYPE	MAT	MAJOR DIM	MINOR DIM	FLANGE THICK	WEB THICK
1	RECT	1	0.550	0.550	0.000	0.000
2	RECT	1	0.100	0.100	0.000	0.000

## SECTION PROPERTY REDUCTION FACTORS FOR COLUMNS

ID	TORSION J	MAJOR I	MINOR I
1	1.000	0.700	1.000
2	1.000	0.350	1.000

## ANALYSIS SECTION PROPERTIES FOR COLUMNS

ID	AXIAL A	MAJOR AV	MINOR AV	TORSION J	MAJOR I	MINOR I
1	0.203	0.169	0.169	0.5775E-02	0.2392E-02	0.3417E-02
2	0.090	0.075	0.075	0.1141E-02	0.2362E-03	0.6750E-03

## SECTION PROPERTIES FOR BEAMS

ID	SECTION TYPE	MAT	DEPTH BELOW	DEPTH ABOVE	BEAM WIDTH	FLANGE THICK	WEB THICK
1	RECT	1	0.200	0.200	0.300	0.000	0.000
2	RECT	1	0.200	0.200	0.300	0.000	0.000



## SECTION PROPERTY REDUCTION FACTORS FOR BEAMS

ID	TORSION	MAJOR	MINOR
J	I	I	
1	1.000	0.350	1.000
2	1.000	0.350	1.000

## ANALYSIS SECTION PROPERTIES FOR BEAMS

ID	AXIAL	MAJOR	MINOR	TORSION	MAJOR	MINOR
A	AV	AV	J	I	I	
1	0.120	0.100	0.100	0.1944E-02	0.5600E-03	0.5000E-03
2	0.120	0.100	0.100	0.1944E-02	0.5600E-03	0.5000E-03

## SECTION PROPERTIES FOR FLOORS

ELEMENT	MAT	FLOOR	FLOOR	FLOOR
ID TYPE	ID	T11	T22	T12
1 MEMB	1	0.130	0.130	0.130

## SECTION PROPERTIES FOR PANELS

ELEMENT	MAT	PANEL	PANEL	PANEL	PANEL	PANEL	PANEL	PANEL
ID TYPE	ID	TV	TH	TSHR	BT	BT	BJ	DJ
1 MEMB	1	0.250	0.250	0.250	0.00	0.00	0.00	0.00
2 MEMB	1	0.250	0.250	0.250	0.00	0.00	0.00	0.00
3 MEMB	1	0.200	0.200	0.200	0.00	0.00	0.00	0.00

## SUMMATION OF FRAME LOADING (VERTICAL-DOWNWARDS)

LEVEL	LOAD CONDITIONS					
ID	I	II	III	A	B	C
10	2958.37	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
9	4572.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
8	4572.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
7	4572.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
6	4572.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5	4572.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4	4572.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3	4572.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	4572.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1	4572.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
BASELINE	465.78	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

TOTALS 0.446E+05 0.000E+00 0.000E+00 0.000E+00 0.000E+00 0.000E+00

## SUMMATION OF FRAME LOADING (LATERAL-X)

LEVEL	LOAD CONDITIONS					
ID	I	II	III	A	B	C
10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
9	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
8	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
7	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
6	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

## SUMMATION OF FRAME LOADING (LATERAL-X)

LEVEL	LOAD CONDITIONS					
ID	I	II	III	A	B	C
5	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
BASELINE	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
TOTALS	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00

## SUMMATION OF FRAME LOADING (LATERAL-Y)

LEVEL	LOAD CONDITIONS					
ID	I	II	III	A	B	C
10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
9	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
8	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
7	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
6	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
BASELINE	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
TOTALS	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00

## SUMMATION OF FRAME ELEMENT WEIGHTS



LEVEL	ELEMENT TYPE				
ID	COLUMN	BEAM	BRACE	PANEL	FLOOR
10	272.580	588.240	0.000	193.200	1435.200
9	545.160	588.240	0.000	386.400	1435.200
8	545.160	588.240	0.000	386.400	1435.200
7	545.160	588.240	0.000	386.400	1435.200
6	545.160	588.240	0.000	386.400	1435.200
5	545.160	588.240	0.000	386.400	1435.200
4	545.160	588.240	0.000	386.400	1435.200
3	545.160	588.240	0.000	386.400	1435.200
2	545.160	588.240	0.000	386.400	1435.200
1	545.160	588.240	0.000	386.400	1435.200
BASLINE	272.580	0.000	0.000	193.200	0.000
TOTALS	0.545E+04	0.588E+04	0.000E+00	0.386E+04	0.144E+05

## SUMMATION OF FRAME ELEMENT MASSES

LEVEL	ELEMENT TYPE				
ID	COLUMN	BEAM	BRACE	PANEL	FLOOR
10	27.258	58.824	0.000	19.320	143.520
9	54.516	58.824	0.000	38.640	143.520
8	54.516	58.824	0.000	38.640	143.520
7	54.516	58.824	0.000	38.640	143.520
6	54.516	58.824	0.000	38.640	143.520
5	54.516	58.824	0.000	38.640	143.520
4	54.516	58.824	0.000	38.640	143.520
3	54.516	58.824	0.000	38.640	143.520
2	54.516	58.824	0.000	38.640	143.520
1	54.516	58.824	0.000	38.640	143.520
BASLINE	27.258	0.000	0.000	19.320	0.000
TOTALS	0.545E+01	0.588E+01	0.000E+00	0.386E+01	0.144E+04

## DIAPHRAGM MASS DATA

## RESULTANTS OF STORY &amp; TRIBUTARY ELEMENT MASSES

STORY LEVEL	DIAPHRAGM NUMBER	DIAPHRAGM MASS	DIAPHRAGM MMI	DIAPHRAGM X-M	DIAPHRAGM Y-M
10	1	248.922	0.2900E+05	14.98	8.00
9	1	295.500	0.3652E+05	15.00	8.01
8	1	295.500	0.3652E+05	15.00	8.01
7	1	295.500	0.3652E+05	15.00	8.01
6	1	295.500	0.3652E+05	15.00	8.01
5	1	295.500	0.3652E+05	15.00	8.01
4	1	295.500	0.3652E+05	15.00	8.01
3	1	295.500	0.3652E+05	15.00	8.01
2	1	295.500	0.3652E+05	15.00	8.01
1	1	295.500	0.3652E+05	15.00	8.01

## DYNAMIC RESPONSE SPECTRUM ANALYSIS

## ANALISA DINAMIS RESPONSE SPECTRUM ZONE 2B UBC 97

INPUT ANGLE----- 0.0000  
 MODAL COMBINATION TECHNIQUE----- CQC  
 DAMPING FOR MODAL COMBINATION TECHNIQUE----- 0.0500  
 RESPONSE SPECTRUM ALONG INPUT ANGLE

RESPONSE SPECTRUM FILE NAME----- DS  
 SPECTRUM SCALE FACTOR----- 3.8000  
 NUMBER OF SPECTRUM CURVES IN FILE----- 1  
 SPECTRUM ECHO SUPPRESSION FLAG----- 1

RESPONSE SPECTRUM ALONG INPUT ANGLE + 90 DEGREES  
 RESPONSE SPECTRUM FILE NAME----- DS  
 SPECTRUM SCALE FACTOR----- 3.7000  
 NUMBER OF SPECTRUM CURVES IN FILE----- 1  
 SPECTRUM ECHO SUPPRESSION FLAG----- 1

## LOAD CASE DEFINITION DATA

LOAD	LTYPE	I	II	III	A	B	C	D1	D2
1	0	1.000	1.000	0.000	0.000	1.000	0.000	0.000	0.000
2	0	1.400	1.700	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
3	0	0.770	0.000	0.000	-1.100	-1.100	0.000	0.000	0.000
4	0	0.770	0.000	0.000	1.100	1.100	0.000	0.000	0.000
5	0	0.770	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-1.100
6	0	0.770	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.100
7	0	1.540	0.550	0.000	-1.100	-1.100	0.000	0.000	0.000
8	0	1.540	0.550	0.000	1.100	1.100	0.000	0.000	0.000
9	0	1.540	0.550	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-1.100
10	0	1.540	0.550	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.100
11	0	0.900	0.000	0.000	2.800	0.000	0.000	0.000	0.000
12	0	0.900	0.000	0.000	0.000	2.800	0.000	0.000	0.000
13	0	0.900	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-2.800
14	0	0.900	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.800
15	0	1.200	0.500	0.000	2.800	0.000	0.000	0.000	0.000
16	0	1.200	0.500	0.000	0.000	2.800	0.000	0.000	0.000
17	0	1.200	0.500	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-2.800
18	0	1.200	0.500	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.800
19	0	1.000	1.000	0.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000
20	0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

FOR DYNAMICS BY THE RESPONSE SPECTRUM METHOD

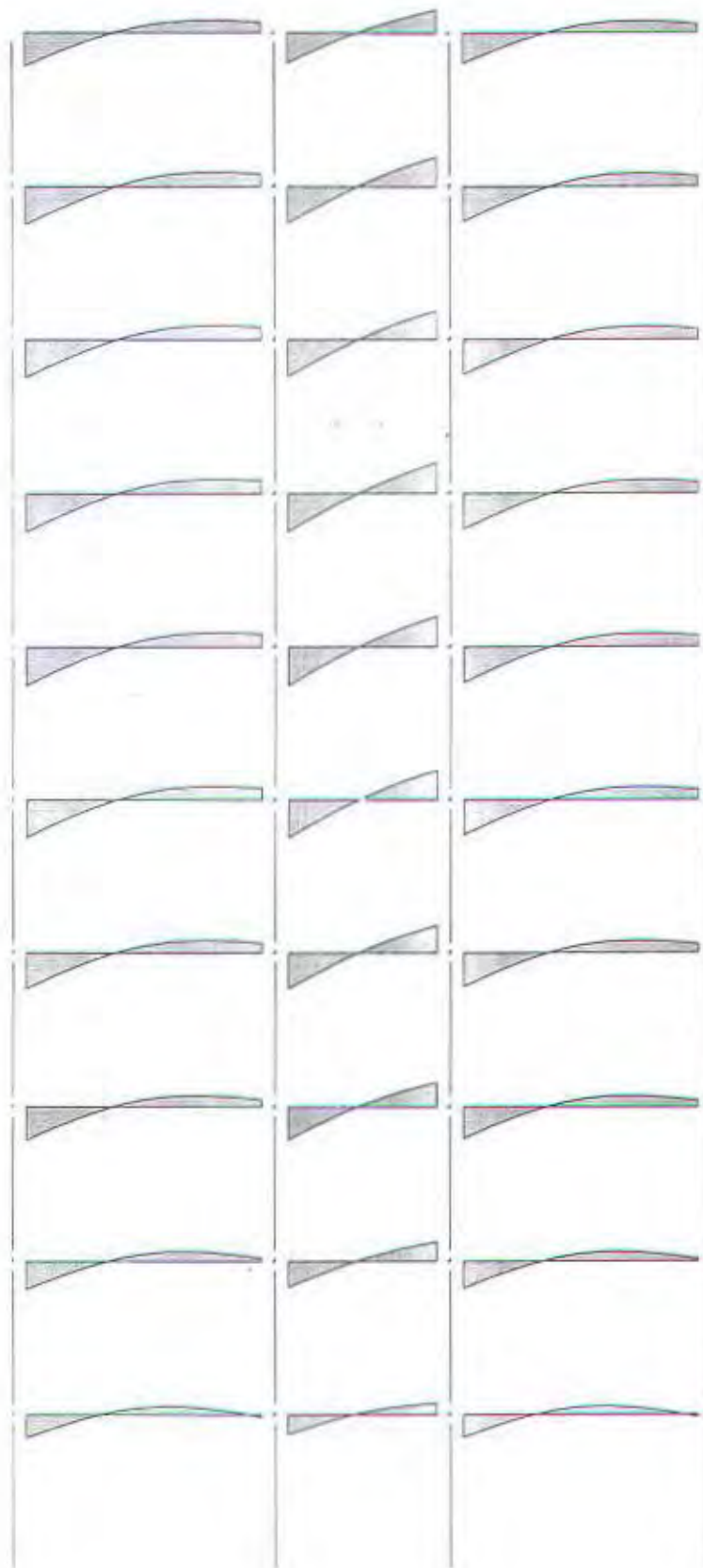
DYNAMIC 1 : : SPECTRAL DIRECTION 1

DYNAMIC 2 : : SPECTRAL DIRECTION 2

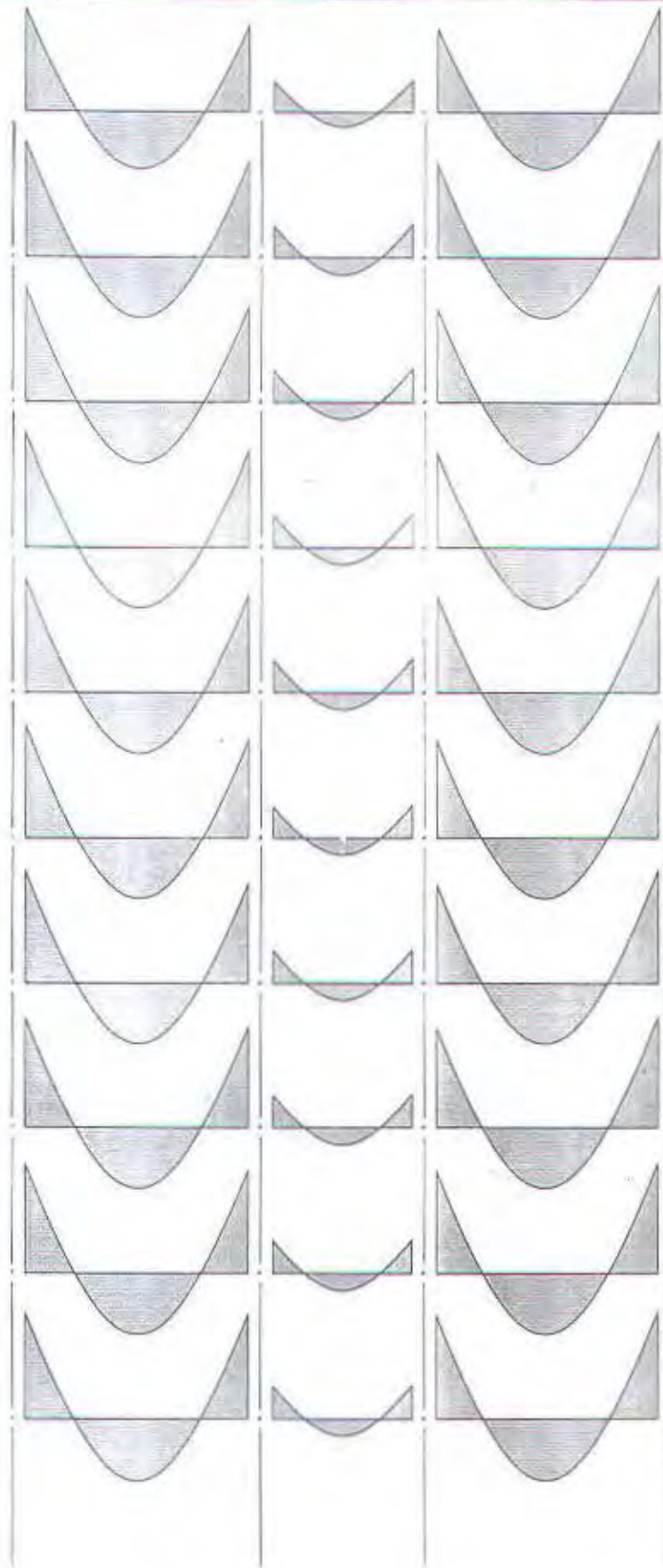
FOR DYNAMICS BY THE TIME HISTORY METHOD

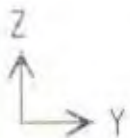
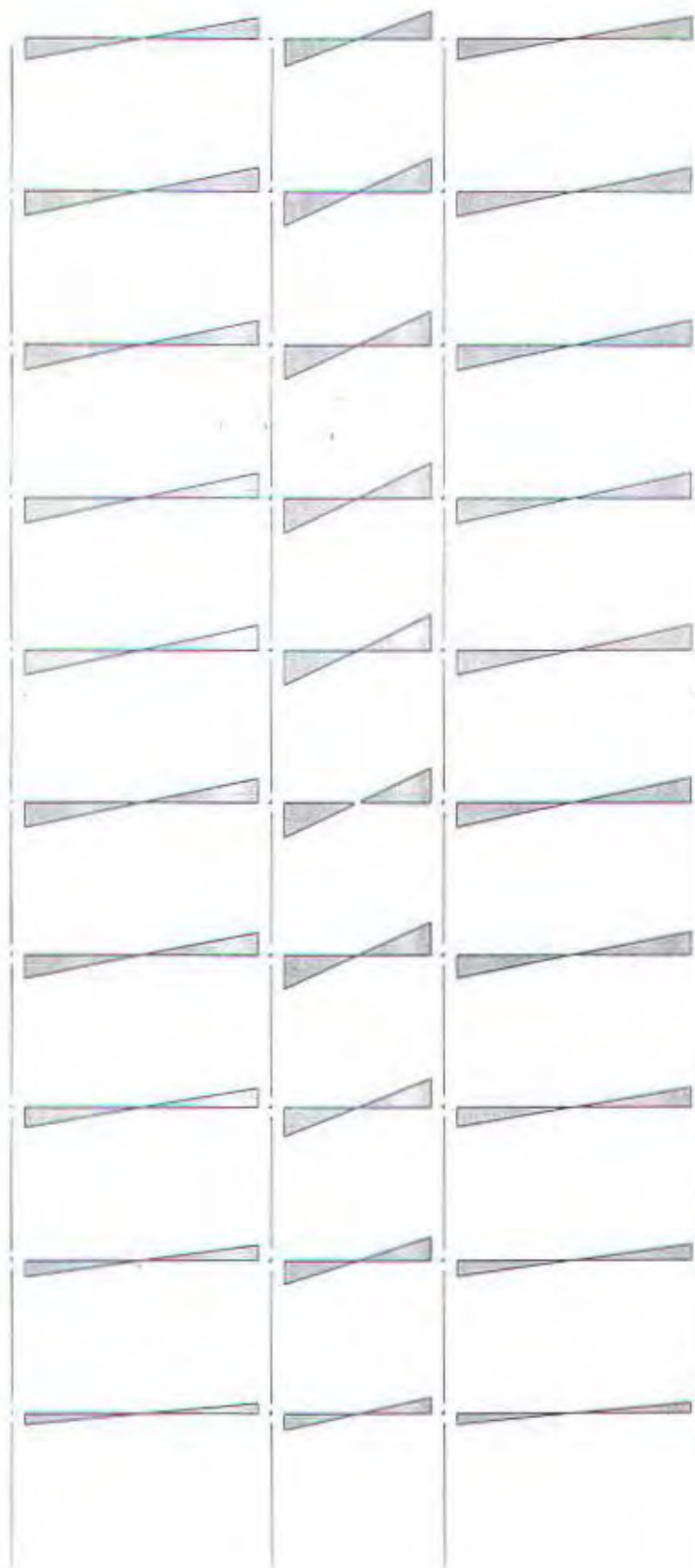
DYNAMIC 1 : : TIME HISTORY MODAL ANALYSIS

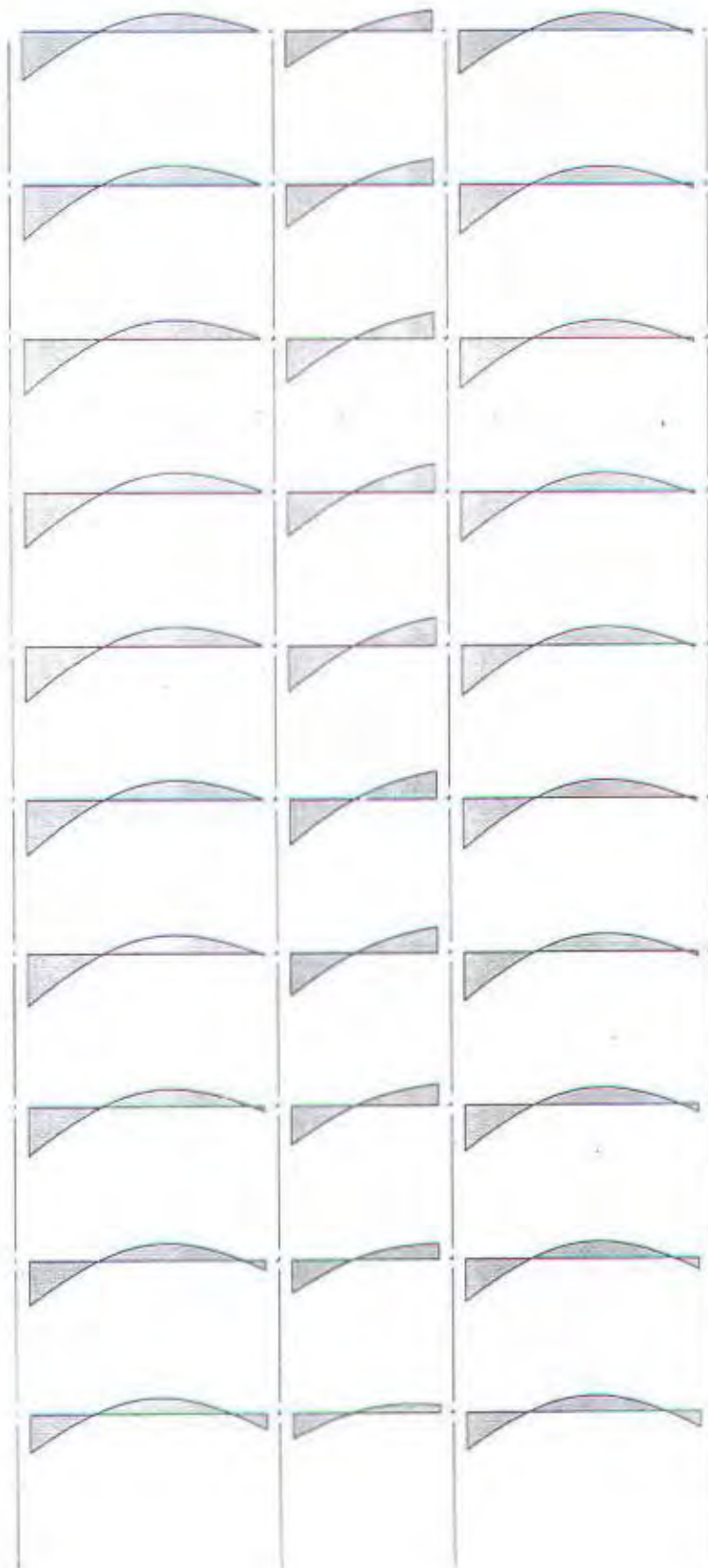
DYNAMIC 2 : : NOT USED













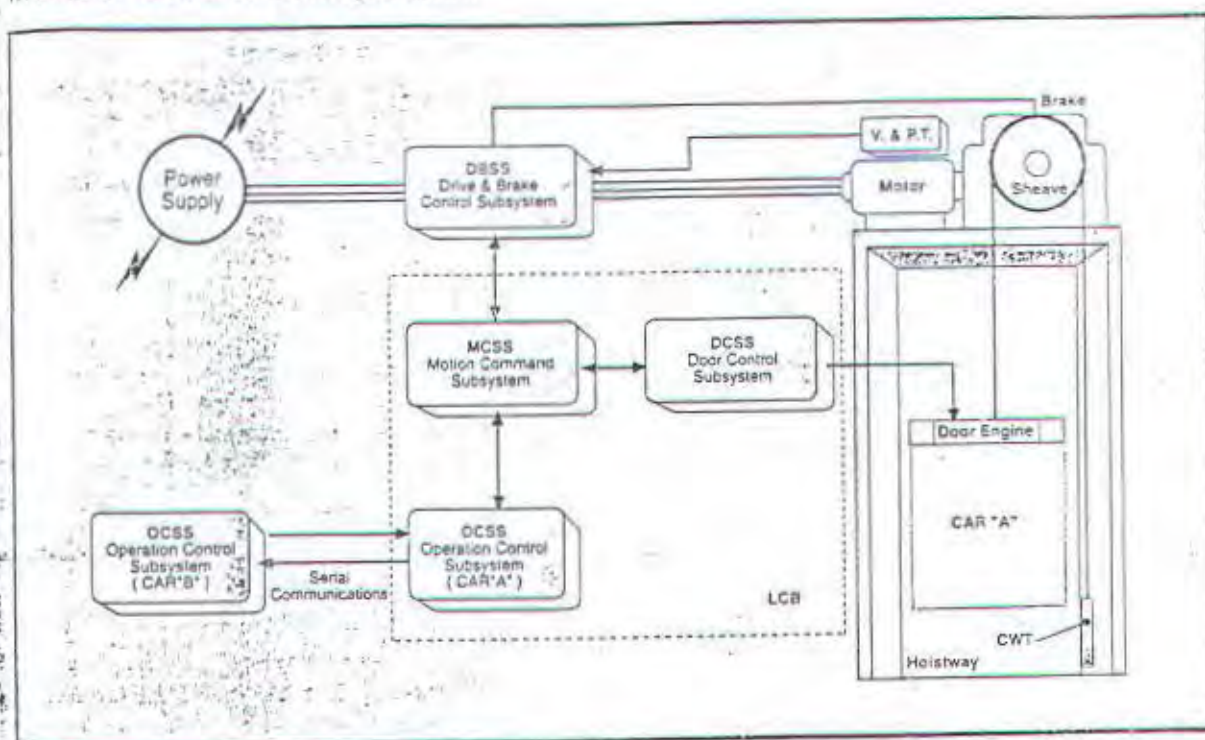
## 200VFE Features & Benefits

### Elevator Solution for Low & Medium-Rise Housing and Commercial Projects

OTIS 200VFE is the elevator solution for low & medium-rise housing and commercial developments.

OTIS 200VFE is designed to cope with varied factors including building usage, traffic patterns, design, population and capacity. This new system is more reliable, flexible and has higher ride quality and maximum safety.

### Modular Control Configuration



### Improved Reliability

**Modular control system improves group operation capability**

Each car has the hardware and software necessary to perform all control and dispatching functions without the need of a separate group controller.

Group operation is guaranteed as long as two cars are in service.

**Serial link communications network guarantees reliable group operation**

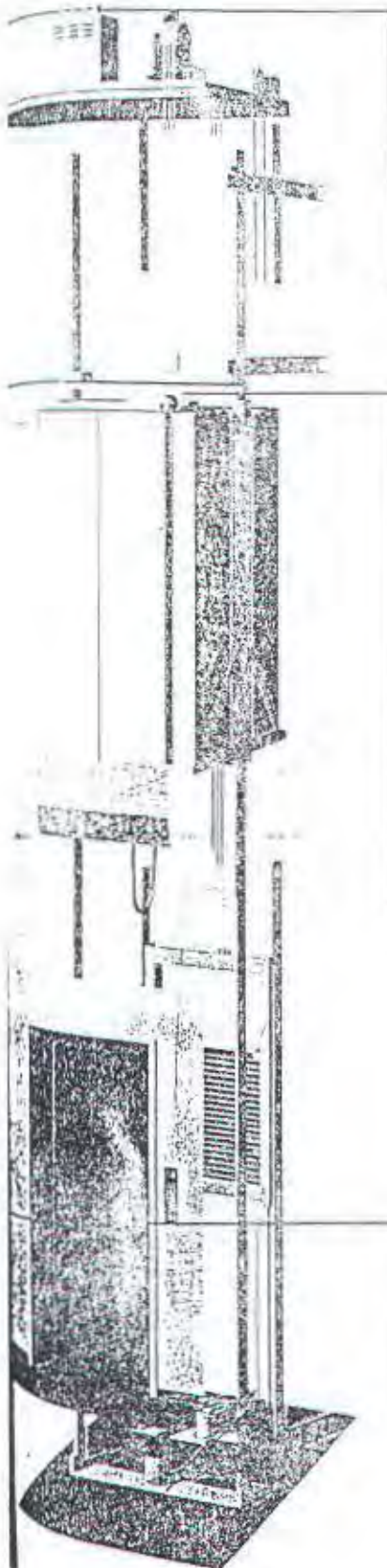
Customised integrated circuits specified by OTIS allow a serial link communications network to

convey signals from the fixtures to the controller. The network system reduces by 50% the amount of wiring in the hoistway and improves overall system reliability and efficiency.

With serial link communications network, the cars in a group are in constant communication with one another. This speeds up information communication among the cars' controllers, prevents electrical noise intrusion and improves reliability.

An option available is the use of optical fibre in the serial link communications network.

## OPTIONAL FEATURES



- In compliance with EN81 (BS5655) Elevator Safety Code
- Home Landing
- Emergency Power Operation
- REM - ready
- Emergency Fireman Service
- Independent Service
- Attendant Service
- Earthquake Operation

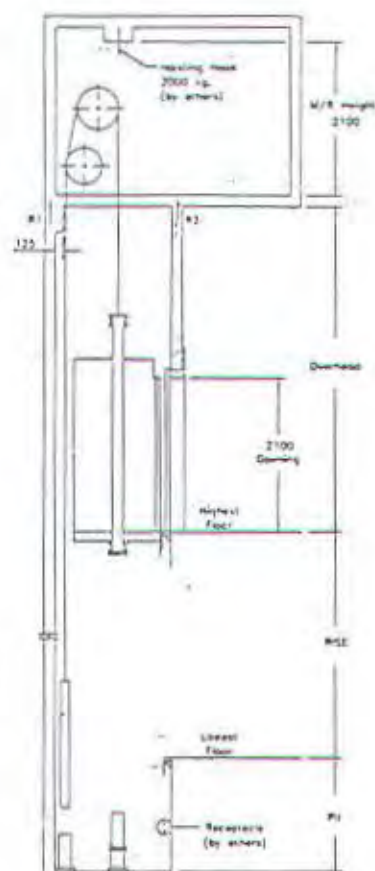
- Voice Synthesis
- Car Chime
- Light Ray Unit - both single and double beam
- Door Hold Button
- Semi-retractable Otis Door Safety Shoe
- Priority Service Switch

- Out of service (Parking) Indicator
- Hall Chime
- Hall Lantern
- Landing Pass Tone

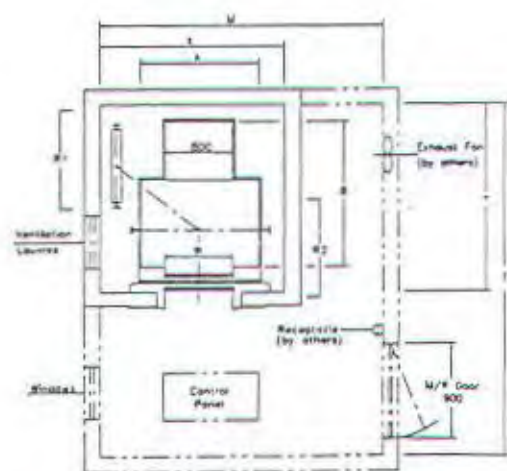
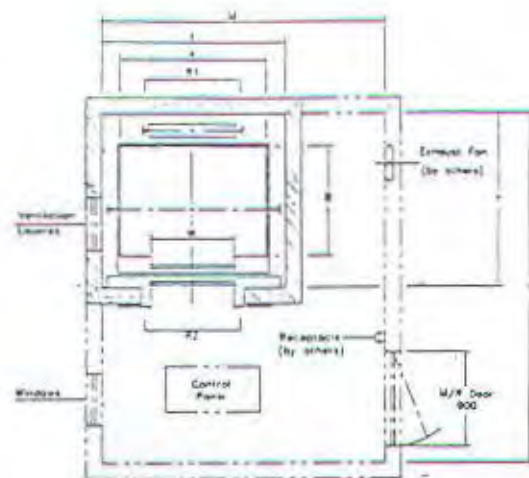


# Technical Layout

Elevation



Hoistway and Machine Room



Hoistway and Machine Room  
for Stretched Elevator



# Standard Dimensions and Reactions

Passenger Capacity	Load Capacity (kg)	Speed (m/m)	Kind of Equipment	Dimension (mm)				Reaction (kg)	
				Car Inside A x B	Opening Width W	Hoistway X x Y	Machine Room M x T	R1	R2
6	450	60	P-6-CO-60	1400 x 830	800	1850 x 1450	2500 x 3100	3743	2173
8	550	60	P-8-CO-60	1400 x 1030	800	1850 x 1650	2500 x 3300	3642	2908
			S-8-CO-60	1400 x 1030 (+970)		2100 x 2500	2750 x 4150	3765	3113
9	630	60	P-9-CO-60	1400 x 1100	800	1850 x 1750	2500 x 3400	3753	3022
			S-9-CO-60	1400 x 1150		1850 x 1750	2500 x 3400	3869	2966
10	630	60	P-10-CO-60	1400 x 1250	800	1850 x 1900	2500 x 3550	4690	3170
11	750	60	P-11-CO-60	1400 x 1350	800	2100 x 2000	2500 x 3650	4673	3403
			S-11-CO-60	1400 x 1400 (+600)		2100 x 2500	2750 x 4150	4900	3758
			H-11-CO-60	1400 x 1400	900	1850 x 2080	2750 x 3730	4646	3525
13	900	60	P-13-CO-60	1600 x 1350	900	2100 x 2100	2750 x 3750	5393	4026
			P-13a-CO-60	1600 x 1400		2100 x 2100	2750 x 3750	5411	4039
			S-13a-CO-60	1600 x 1400 (+600)		2300 x 2500	2950 x 4150	5542	4196
			H-13-CO-60	1600 x 1400		2100 x 2100	2750 x 3750	5327	3940
15	1000	60	P-15-CO-60	1600 x 1500	900	2100 x 2250	2750 x 3900	5767	4333
			P-15a-CO-60	1600 x 1550		2100 x 2250	2750 x 3900	5685	4267
			S-15a-CO-60	1600 x 1550 (+450)		2300 x 2500	2950 x 4150	5780	4394
			P-15b-CO-60	1600 x 1550		2100 x 2250	2750 x 3900	5790	4162
17	1150	60	P-17d-CO-60	1800 x 1500	1000	2300 x 2250	2950 x 3900	6236	4790
			P-17a-CO-60	1800 x 1500		2300 x 2250	2950 x 3900	6236	4790
			S-17a-CO-60	1800 x 1500 (+500)		2500 x 2500	3150 x 4150	6403	4879
			P-17b-CO-60	2000 x 1350		2500 x 2500	3150 x 3750	5965	5130
20	1350	60	P-20a-CO-60	2000 x 1550	1100	2500 x 2300	3150 x 3900	7631	4753
			P-20b-CO-60	2000 x 1550		2500 x 2300	3150 x 3900	7532	4801
			P-20d-CO-60	1800 x 1750	1000	2300 x 2500	2950 x 4150	7469	4773
			S-20a-CO-60	1800 x 1750 (+250)		2500 x 2500	3150 x 4150	7402	5011

## Overhead and Pit Dimensions

Speed (m/m)	Overhead (mm)	Pit (mm)
60	4435 (P6-P9)	1550
	4480 (P10-P11)	
	4560 (P13-P15)	
	4595 (P17)	
	4730 (P20)	

TABLE 16-A—UNIFORM AND CONCENTRATED LOADS

USE OR OCCUPANCY		UNIFORM LOAD <sup>1</sup> (psf)	CONCENTRATED LOAD (pounds)
Category	Description	x 0.0479 for kN/m <sup>2</sup>	x 0.004 48 for kN
1. Access floor systems	Office use	50	2,000 <sup>2</sup>
	Computer use	100	2,000 <sup>2</sup>
2. Armories		150	0
3. Assembly areas <sup>3</sup> and auditoriums and balconies therewith	Fixed seating areas	50	0
	Movable seating and other areas	100	0
	Stage areas and enclosed platforms	125	0
4. Cornices and marquees		60 <sup>4</sup>	0
5. Exit facilities <sup>5</sup>		100	0 <sup>6</sup>
6. Garages	General storage and/or repair	100	7
	Private or pleasure-type motor vehicle storage	50	7
7. Hospitals	Wards and rooms	40	1,000 <sup>2</sup>
8. Libraries	Reading rooms	60	1,000 <sup>2</sup>
	Stack rooms	125	1,500 <sup>2</sup>
9. Manufacturing	Light	75	2,000 <sup>2</sup>
	Heavy	125	3,000 <sup>2</sup>
10. Offices		50	2,000 <sup>2</sup>
11. Printing plants	Press rooms	150	2,500 <sup>2</sup>
	Composing and linotype rooms	100	2,000 <sup>2</sup>
12. Residential <sup>8</sup>	Basic floor area	40	0 <sup>6</sup>
	Exterior balconies	60 <sup>4</sup>	0
	Decks	40 <sup>4</sup>	0
	Storage	40	0
13. Restrooms <sup>9</sup>			
14. Reviewing stands, grandstands, bleachers, and folding and telescoping seating		100	0
15. Roof decks	Same as area served or for the type of occupancy accommodated		
16. Schools	Classrooms	40	1,000 <sup>2</sup>
17. Sidewalks and driveways	Public access	250	7
18. Storage	Light	125	
	Heavy	250	
19. Stores		100	3,000 <sup>2</sup>
20. Pedestrian bridges and walkways		100	

<sup>1</sup>See Section 1607 for live load reductions.<sup>2</sup>See Section 1607.3.3, first paragraph, for area of load application.<sup>3</sup>Assembly areas include such occupancies as dance halls, drill rooms, gymnasiums, playgrounds, plazas, terraces and similar occupancies that are generally accessible to the public.<sup>4</sup>When snow loads occur that are in excess of the design conditions, the structure shall be designed to support the loads due to the increased loads caused by drift buildup or a greater snow design as determined by the building official. See Section 1614. For special-purpose roofs, see Section 1607.4.4.<sup>5</sup>Exit facilities shall include such uses as corridors serving an occupant load of 10 or more persons, exterior exit balconies, stairways, fire escapes and similar uses.<sup>6</sup>Individual stair treads shall be designed to support a 300-pound (1.33 kN) concentrated load placed in a position that would cause maximum stress. Stair stringers may be designed for the uniform load set forth in the table.<sup>7</sup>See Section 1607.3.3, second paragraph, for concentrated loads. See Table 16-B for vehicle barriers.<sup>8</sup>Residential occupancies include private dwellings, apartments and hotel guest rooms.<sup>9</sup>Restroom loads shall not be less than the load for the occupancy with which they are associated, but need not exceed 50 pounds per square foot (2.4 kN/m<sup>2</sup>).



TABLE 16-C—MINIMUM ROOF LIVE LOADS<sup>1</sup>

ROOF SLOPE	METHOD 1			METHOD 2		
	Tributary Loaded Area in Square Feet for Any Structural Member			Uniform Load <sup>2</sup> (psf)	Rate of Reduction <i>r</i> (percentage)	Maximum Reduction <i>R</i> (percentage)
	× 0.0929 for m <sup>2</sup>					
	0 to 200	201 to 600	Over 600			
	Uniform Load (psf)					
	× 0.0479 for kN/m <sup>2</sup>					
1. Flat <sup>3</sup> or rise less than 4 units vertical in 12 units horizontal (33.3% slope). Arch or dome with rise less than one eighth of span	20	16	12	20	.08	40
2. Rise 4 units vertical to less than 12 units vertical in 12 units horizontal (33% to less than 100% slope). Arch or dome with rise one eighth of span to less than three eighths of span	16	14	12	16	.06	25
3. Rise 12 units vertical in 12 units horizontal (100% slope) and greater. Arch or dome with rise three eighths of span or greater	12	12	12	12	No reductions permitted	
4. Awnings except cloth covered <sup>4</sup>	5	5	5	5		
5. Greenhouses, lath houses and agricultural buildings <sup>5</sup>	10	10	10	10		

<sup>1</sup>Where snow loads occur, the roof structure shall be designed for such loads as determined by the building official. See Section 1614. For special-purpose roofs, see Section 1607.4.4.

<sup>2</sup>See Sections 1607.5 and 1607.6 for live load reductions. The rate of reduction *r* in Section 1607.5 Formula (7-1) shall be as indicated in the table. The maximum reduction *R* shall not exceed the value indicated in the table.

<sup>3</sup>A flat roof is any roof with a slope of less than  $\frac{1}{4}$  unit vertical in 12 units horizontal (2% slope). The live load for flat roofs is in addition to the ponding load required by Section 1611.7.

<sup>4</sup>As defined in Section 3206.

<sup>5</sup>See Section 1607.4.4 for concentrated load requirements for greenhouse roof members.

TABLE 16-D—MAXIMUM ALLOWABLE DEFLECTION FOR STRUCTURAL MEMBERS<sup>1</sup>

TYPE OF MEMBER	MEMBER LOADED WITH LIVE LOAD ONLY ( <i>L</i> )	MEMBER LOADED WITH LIVE LOAD PLUS DEAD LOAD ( <i>L</i> + <i>K.D.</i> )
Roof member supporting plaster or floor member	$l/360$	$l/240$

<sup>1</sup>Sufficient slope or camber shall be provided for flat roofs in accordance with Section 1611.7.

*L*—live load.

*D*—dead load.

*K*—factor as determined by Table 16-E.

*l*—length of member in same units as deflection.

TABLE 16-E—VALUE OF "K"

WOOD		REINFORCED CONCRETE <sup>2</sup>	STEEL
Unseasoned	Seasoned <sup>1</sup>		
1.0	0.5	$T/(1+50p')$	0

<sup>1</sup>Seasoned lumber is lumber having a moisture content of less than 16 percent at time of installation and used under dry conditions of use such as in covered structures.

<sup>2</sup>See also Section 1909 for definitions and other requirements.

*p'* shall be the value at midspan for simple and continuous spans, and at support for cantilevers. Time-dependent factor *T* for sustained loads may be taken equal to:

five years or more	2.0
twelve months	1.2
six months	1.4



TABLE 16-I  
TABLE 16-K

TABLE 16-I—SEISMIC ZONE FACTOR  $Z$

ZONE	1	2A	2B	3	4
$Z$	0.075	0.15	0.20	0.30	0.40

NOTE: The zone shall be determined from the seismic zone map in Figure 16-2.

TABLE 16-J—SOIL PROFILE TYPES

SOIL PROFILE TYPE	SOIL PROFILE NAME/GENERIC DESCRIPTION	AVERAGE SOIL PROPERTIES FOR TOP 100 FEET (30 480 mm) OF SOIL PROFILE		
		Shear Wave Velocity, $V_s$ feet/second (m/s)	Standard Penetration Test, $N$ (or $N_{60}$ for cohesionless soil layers) (blows/foot)	Undrained Shear Strength, $S_u$ (psf) (kPa)
$S_A$	Hard Rock	$> 5,000$ (1,500)	—	—
$S_B$	Rock	2,500 to 5,000 (760 to 1,500)		
$S_C$	Very Dense Soil and Soft Rock	1,200 to 2,500 (360 to 760)	$> 50$	$> 2,000$ (100)
$S_D$	Stiff Soil Profile	600 to 1,200 (180 to 360)	15 to 50	1,000 to 2,000 (50 to 100)
$S_E$ <sup>1</sup>	Soft Soil Profile	$< 600$ (180)	$< 15$	$< 1,000$ (50)
$S_F$	Soil Requiring Site-specific Evaluation. See Section 1629.3.1.			

<sup>1</sup> Soil Profile Type  $S_E$  also includes any soil profile with more than 10 feet (3048 mm) of soft clay defined as a soil with a plasticity index,  $PI > 20$ ,  $w_{mc} \geq 40$  percent and  $S_u < 500$  psf (24 kPa). The Plasticity Index,  $PI$ , and the moisture content,  $w_{mc}$ , shall be determined in accordance with approved national standards.

TABLE 16-K—OCCUPANCY CATEGORY

OCCUPANCY CATEGORY	OCCUPANCY OR FUNCTIONS OF STRUCTURE	SEISMIC IMPORTANCE FACTOR, $I$	SEISMIC IMPORTANCE <sup>1</sup> FACTOR, $I_p$	WIND IMPORTANCE FACTOR, $I_w$
1. Essential facilities <sup>2</sup>	Group I, Division 1 Occupancies having surgery and emergency treatment areas Fire and police stations Garages and shelters for emergency vehicles and emergency aircraft Structures and shelters in emergency-preparedness centers Aviation control towers Structures and equipment in government communication centers and other facilities required for emergency response Standby power-generating equipment for Category 1 facilities Tanks or other structures containing housing or supporting water or other fire-suppression material or equipment required for the protection of Category 1, 2 or 3 structures	1.25	1.50	1.15
2. Hazardous facilities	Group H, Divisions 1, 2, 6 and 7 Occupancies and structures therein housing or supporting toxic or explosive chemicals or substances Nonbuilding structures housing, supporting or containing quantities of toxic or explosive substances that, if contained within a building, would cause that building to be classified as a Group H, Division 1, 2 or 7 Occupancy	1.25	1.50	1.15
3. Special occupancy structures <sup>3</sup>	Group A, Divisions 1, 2 and 2.1 Occupancies Buildings housing Group E, Divisions 1 and 3 Occupancies with a capacity greater than 300 students Buildings housing Group B Occupancies used for college or adult education with a capacity greater than 500 students Group I, Divisions 1 and 2 Occupancies with 50 or more resident incapacitated patients, but not included in Category 1 Group I, Division 3 Occupancies All structures with an occupancy greater than 5,000 persons Structures and equipment in power-generating stations, and other public utility facilities not included in Category 1 or Category 2 above, and required for continued operation	1.00	1.00	1.00
4. Standard occupancy structures <sup>3</sup>	All structures housing occupancies or having functions not listed in Category 1, 2 or 3 and Group U Occupancy towers	1.00	1.00	1.00
5. Miscellaneous structures	Group U Occupancies except for towers	1.00	1.00	1.00

<sup>1</sup> The limitation of  $I_p$  for panel connections in Section 1633.2.4 shall be 1.0 for the entire connector.

<sup>2</sup> Structural observation requirements are given in Section 1702.

<sup>3</sup> If the structure is a tower, the value of  $I$  shall be taken as 1.5.

TABLE 16-L—VERTICAL STRUCTURAL IRREGULARITIES

IRREGULARITY TYPE AND DEFINITION	REFERENCE SECTION
1. Stiffness irregularity—soft story A soft story is one in which the lateral stiffness is less than 70 percent of that in the story above or less than 80 percent of the average stiffness of the three stories above.	1629.8.4, Item 2
2. Weight (mass) irregularity Mass irregularity shall be considered to exist where the effective mass of any story is more than 150 percent of the effective mass of an adjacent story. A roof that is lighter than the floor below need not be considered.	1629.8.4, Item 2
3. Vertical geometric irregularity Vertical geometric irregularity shall be considered to exist where the horizontal dimension of the lateral-force-resisting system in any story is more than 130 percent of that in an adjacent story. One-story penthouses need not be considered.	1629.8.4, Item 2
4. In-plane discontinuity in vertical lateral-force-resisting element An in-plane offset of the lateral-load-resisting elements greater than the length of those elements.	1630.8.2
5. Discontinuity in capacity—weak story A weak story is one in which the story strength is less than 80 percent of that in the story above. The story strength is the total strength of all seismic-resisting elements sharing the story shear for the direction under consideration.	1629.9.1

TABLE 16-M—PLAN STRUCTURAL IRREGULARITIES

IRREGULARITY TYPE AND DEFINITION	REFERENCE SECTION
1. Torsional irregularity—to be considered when diaphragms are not flexible Torsional irregularity shall be considered to exist when the maximum story drift, computed including accidental torsion, at one end of the structure transverse to an axis is more than 1.2 times the average of the story drifts of the two ends of the structure.	1633.1, 1633.2.9, Item 6
2. Re-entrant corners Plan configurations of a structure and its lateral-force-resisting system contain re-entrant corners, where both projections of the structure beyond a re-entrant corner are greater than 15 percent of the plan dimension of the structure in the given direction.	1633.2.9, Items 6 and 7
3. Diaphragm discontinuity Diaphragms with abrupt discontinuities or variations in stiffness, including those having cutout or open areas greater than 50 percent of the gross enclosed area of the diaphragm, or changes in effective diaphragm stiffness of more than 50 percent from one story to the next.	1633.2.9, Item 6
4. Out-of-plane offsets Discontinuities in a lateral force path, such as out-of-plane offsets of the vertical elements.	1630.8.2; 1633.2.9, Item 6; 2213.8
5. Nonparallel systems The vertical lateral-load-resisting elements are not parallel to or symmetric about the major orthogonal axes of the lateral-force-resisting system.	1633.1



TABLE 16-N

1997 UNIFORM BUILDING CODE

TABLE 16-N—STRUCTURAL SYSTEMS<sup>1</sup>

BASIC STRUCTURAL SYSTEM <sup>2</sup>	LATERAL-FORCE-RESISTING SYSTEM DESCRIPTION	R	$\Omega_h$	HEIGHT LIMIT FOR SEISMIC ZONES 3 AND 4 (feet)
				$\times 304.8$ for mm
1. Bearing wall system	1. Light-framed walls with shear panels			
	a. Wood structural panel walls for structures three stories or less	5.5	2.8	65
	b. All other light-framed walls	4.5	2.8	65
	2. Shear walls			
	a. Concrete	4.5	2.8	160
	b. Masonry	4.5	2.8	160
	3. Light steel-framed bearing walls with tension-only bracing	2.8	2.2	65
	4. Braced frames where bracing carries gravity load			
	a. Steel	4.4	2.2	160
	b. Concrete <sup>3</sup>	2.8	2.2	—
	c. Heavy timber	2.8	2.2	65
2. Building frame system	1. Steel eccentrically braced frame (EBF)	7.0	2.8	240
	2. Light-framed walls with shear panels			
	a. Wood structural panel walls for structures three stories or less	6.5	2.8	65
	b. All other light-framed walls	5.0	2.8	65
	3. Shear walls			
	a. Concrete	5.5	2.8	240
	b. Masonry	5.5	2.8	160
	4. Ordinary braced frames			
	a. Steel	5.6	2.2	160
	b. Concrete <sup>3</sup>	5.6	2.2	—
3. Moment-resisting frame system	c. Heavy timber	5.6	2.2	65
	5. Special concentrically braced frames			
	a. Steel	6.4	2.2	240
	1. Special moment-resisting frame (SMRF)			
	a. Steel	8.5	2.8	N.L.
	b. Concrete <sup>4</sup>	8.5	2.8	N.L.
	2. Masonry moment-resisting wall frame (MMRWF)	6.5	2.8	160
	3. Concrete intermediate moment-resisting frame (IMRF) <sup>5</sup>	5.5	2.8	—
	4. Ordinary moment-resisting frame (OMRF)			
	a. Steel <sup>6</sup>	4.5	2.8	160
4. Dual systems	b. Concrete <sup>7</sup>	3.5	2.8	—
	5. Special truss moment frames of steel (STMF)	6.5	2.8	240
	1. Shear walls			
	a. Concrete with SMRF	8.5	2.8	N.L.
	b. Concrete with steel OMRF	4.2	2.8	160
	c. Concrete with concrete IMRF <sup>5</sup>	6.5	2.8	160
	d. Masonry with SMRF	5.5	2.8	160
	e. Masonry with steel OMRF	4.2	2.8	160
	f. Masonry with concrete IMRF <sup>5</sup>	4.2	2.8	—
	g. Masonry with masonry MMRWF	6.0	2.8	160
5. Cantilevered column building systems	2. Steel EBF			
	a. With steel SMRF	8.5	2.8	N.L.
	b. With steel OMRF	4.2	2.8	160
	3. Ordinary braced frames			
	a. Steel with steel SMRF	6.5	2.8	N.L.
	b. Steel with steel OMRF	4.2	2.8	160
	c. Concrete with concrete SMRF <sup>3</sup>	6.5	2.8	—
	d. Concrete with concrete IMRF <sup>5</sup>	4.2	2.8	—
	4. Special concentrically braced frames			
	a. Steel with steel SMRF	7.5	2.8	N.L.
6. Shear wall-frame interaction systems	b. Steel with steel OMRF	4.2	2.8	160
	1. Concrete <sup>8</sup>	5.5	2.8	160
7. Undefined systems	See Sections 1629.6.7 and 1629.9.2	—	—	—

N.L.—no limit

<sup>1</sup>See Section 1630.4 for combination of structural systems.<sup>2</sup>Basic structural systems are defined in Section 1629.6.<sup>3</sup>Prohibited in Seismic Zones 3 and 4.<sup>4</sup>Includes precast concrete conforming to Section 1921.2.7.<sup>5</sup>Prohibited in Seismic Zones 3 and 4, except as permitted in Section 1634.2.<sup>6</sup>Ordinary moment-resisting frames in Seismic Zone 1 meeting the requirements of Section 2211.6 may use a *R* value of 8.<sup>7</sup>Total height of the building including cantilevered columns.<sup>8</sup>Prohibited in Seismic Zones 2A, 2B, 3 and 4. See Section 1633.2.7.



## FOOTNOTES TO TABLE 16-Q—(Continued)

- <sup>12</sup> Seismic restraints may be omitted from electrical raceways, such as cable trays, conduit and bus ducts, if all the following conditions are satisfied:
- <sup>12.1</sup> Lateral motion of the raceway will not cause damaging impact with other systems.
  - <sup>12.2</sup> Lateral motion of the raceway does not cause loss of system vertical support.
  - <sup>12.3</sup> Rod-hung supports of less than 12 inches (305 mm) in length have top connections that cannot develop moments.
  - <sup>12.4</sup> Support members cantilevered up from the floor are checked for stability.
- <sup>13</sup> Piping, ducts and electrical raceways, which must be functional following an earthquake, spanning between different buildings or structural systems shall be sufficiently flexible to withstand relative motion of support points assuming out-of-phase motions.
- <sup>14</sup> Vibration isolators supporting equipment shall be designed for lateral loads or restrained from displacing laterally by other means. Restraint shall also be provided, which limits vertical displacement, such that lateral restraints do not become disengaged.  $a_p$  and  $R_p$  for equipment supported on vibration isolators shall be taken as 2.5 and 1.5, respectively, except that if the isolation mounting frame is supported by shallow or expansion anchors, the design forces for the anchors calculated by Formula (32-1), (32-2) or (32-3) shall be additionally multiplied by a factor of 2.0.
- <sup>15</sup> Equipment anchorage shall not be designed such that lateral loads are resisted by gravity friction (e.g., friction clips).
- <sup>16</sup> Expansion anchors, which are required to resist seismic loads in tension, shall not be used where operational vibrating loads are present.
- <sup>17</sup> Movement of components within electrical cabinets, rack- and skid-mounted equipment and portions of skid-mounted electromechanical equipment that may cause damage to other components by displacing, shall be restricted by attachment to anchored equipment or support frames.
- <sup>18</sup> Batteries on racks shall be restrained against movement in all directions due to earthquake forces.
- <sup>19</sup> Seismic restraints may include straps, chains, bolts, barriers or other mechanisms that prevent sliding, falling and breach of containment of flammable and toxic materials. Friction forces may not be used to resist lateral loads in these restraints unless positive uplift restraint is provided which ensures that the friction forces act continuously.

TABLE 16-P— $R$  AND  $\Omega_0$  FACTORS FOR NONBUILDING STRUCTURES

STRUCTURE TYPE	$R$	$\Omega_0$
1. Vessels, including tanks and pressurized spheres, on braced or unbraced legs.	2.2	2.0
2. Cast-in-place concrete silos and chimneys having walls contiguous to the foundations.	3.6	2.0
3. Distributed mass cantilever structures such as stacks, chimneys, silos and skirt-supported vertical vessels.	2.9	2.0
4. Trussed towers (freestanding or guyed), guyed stacks and chimneys.	2.9	2.0
5. Cantilevered column-type structures.	2.2	2.0
6. Cooling towers.	3.6	2.0
7. Bins and hoppers on braced or unbraced legs.	2.9	2.0
8. Storage racks.	3.6	2.0
9. Signs and billboards.	3.6	2.0
10. Amusement structures and monuments.	2.2	2.0
11. All other self-supporting structures not otherwise covered.	2.9	2.0

TABLE 16-Q—SEISMIC COEFFICIENT  $C_s$ 

SOIL PROFILE TYPE	SEISMIC ZONE FACTOR, $Z$				
	$Z = 0.075$	$Z = 0.15$	$Z = 0.2$	$Z = 0.3$	$Z = 0.4$
$S_A$	0.06	0.12	0.16	0.24	$0.32N_a$
$S_B$	0.08	0.15	0.20	0.30	$0.40N_a$
$S_C$	0.09	0.18	0.24	0.33	$0.40N_a$
$S_D$	0.12	0.22	0.28	0.36	$0.44N_a$
$S_E$	0.19	0.30	0.34	0.36	$0.36N_a$
$S_F$	See Footnote 1				

<sup>1</sup> Site-specific geotechnical investigation and dynamic site response analysis shall be performed to determine seismic coefficients for Soil Profile Type  $S_F$ .



TABLE 16-R—SEISMIC COEFFICIENT  $C_e$ 

SOIL PROFILE TYPE	SEISMIC ZONE FACTOR, $Z$				
	$Z = 0.075$	$Z = 0.15$	$Z = 0.2$	$Z = 0.3$	$Z = 0.4$
$S_A$	0.06	0.12	0.16	0.24	$0.32N_v$
$S_B$	0.08	0.15	0.20	0.30	$0.40N_v$
$S_C$	0.13	0.25	0.32	0.45	$0.56N_v$
$S_D$	0.18	0.32	0.40	0.54	$0.64N_v$
$S_E$	0.26	0.50	0.64	0.84	$0.96N_v$
$S_F$	See Footnote 1				

<sup>1</sup>Site-specific geotechnical investigation and dynamic site response analysis shall be performed to determine seismic coefficients for Soil Profile Type  $S_F$ .

TABLE 16-S—NEAR-SOURCE FACTOR  $N_e$ <sup>1</sup>

SEISMIC SOURCE TYPE	CLOSEST DISTANCE TO KNOWN SEISMIC SOURCE <sup>2,3</sup>		
	$\leq 2$ km	5 km	$\geq 10$ km
A	1.5	1.2	1.0
B	1.3	1.0	1.0
C	1.0	1.0	1.0

<sup>1</sup>The Near-Source Factor may be based on the linear interpolation of values for distances other than those shown in the table.

<sup>2</sup>The location and type of seismic sources to be used for design shall be established based on approved geotechnical data (e.g., most recent mapping of active faults by the United States Geological Survey or the California Division of Mines and Geology).

<sup>3</sup>The closest distance to seismic source shall be taken as the minimum distance between the site and the area described by the vertical projection of the source on the surface (i.e., surface projection of fault plane). The surface projection need not include portions of the source at depths of 10 km or greater. The largest value of the Near-Source Factor considering all sources shall be used for design.

TABLE 16-T—NEAR-SOURCE FACTOR  $N_e$ <sup>1</sup>

SEISMIC SOURCE TYPE	CLOSEST DISTANCE TO KNOWN SEISMIC SOURCE <sup>2,3</sup>			
	$\leq 2$ km	5 km	10 km	$\geq 15$ km
A	2.0	1.6	1.2	1.0
B	1.6	1.2	1.0	1.0
C	1.0	1.0	1.0	1.0

<sup>1</sup>The Near-Source Factor may be based on the linear interpolation of values for distances other than those shown in the table.

<sup>2</sup>The location and type of seismic sources to be used for design shall be established based on approved geotechnical data (e.g., most recent mapping of active faults by the United States Geological Survey or the California Division of Mines and Geology).

<sup>3</sup>The closest distance to seismic source shall be taken as the minimum distance between the site and the area described by the vertical projection of the source on the surface (i.e., surface projection of fault plane). The surface projection need not include portions of the source at depths of 10 km or greater. The largest value of the Near-Source Factor considering all sources shall be used for design.

TABLE 16-U—SEISMIC SOURCE TYPE<sup>1</sup>

SEISMIC SOURCE TYPE	SEISMIC SOURCE DESCRIPTION	SEISMIC SOURCE DEFINITION <sup>2</sup>	
		Maximum Moment Magnitude, $M$	Slip Rate, $SR$ (mm/year)
A	Faults that are capable of producing large magnitude events and that have a high rate of seismic activity	$M \geq 7.0$	$SR \geq 5$
B	All faults other than Types A and C	$M \geq 7.0$ $M < 7.0$ $M \geq 6.5$	$SR < 5$ $SR > 2$ $SR < 2$
C	Faults that are not capable of producing large magnitude earthquakes and that have a relatively low rate of seismic activity	$M < 6.5$	$SR \leq 2$

<sup>1</sup>Subduction sources shall be evaluated on a site-specific basis.

<sup>2</sup>Both maximum moment magnitude and slip rate conditions must be satisfied concurrently when determining the seismic source type.

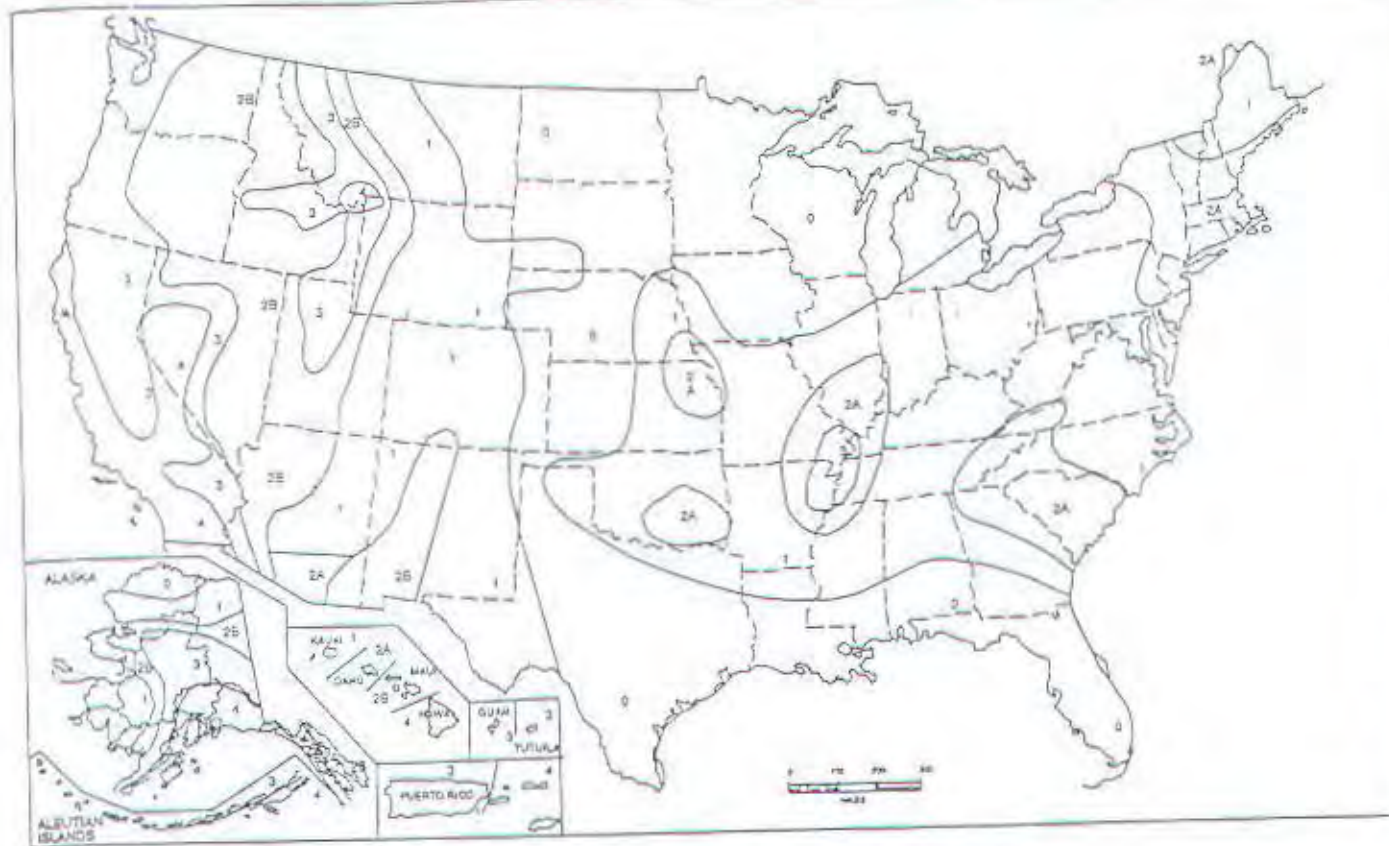


FIGURE 16-2—SEISMIC ZONE MAP OF THE UNITED STATES  
For areas outside of the United States, see Appendix Chapter 16.



FIGURE 16-3

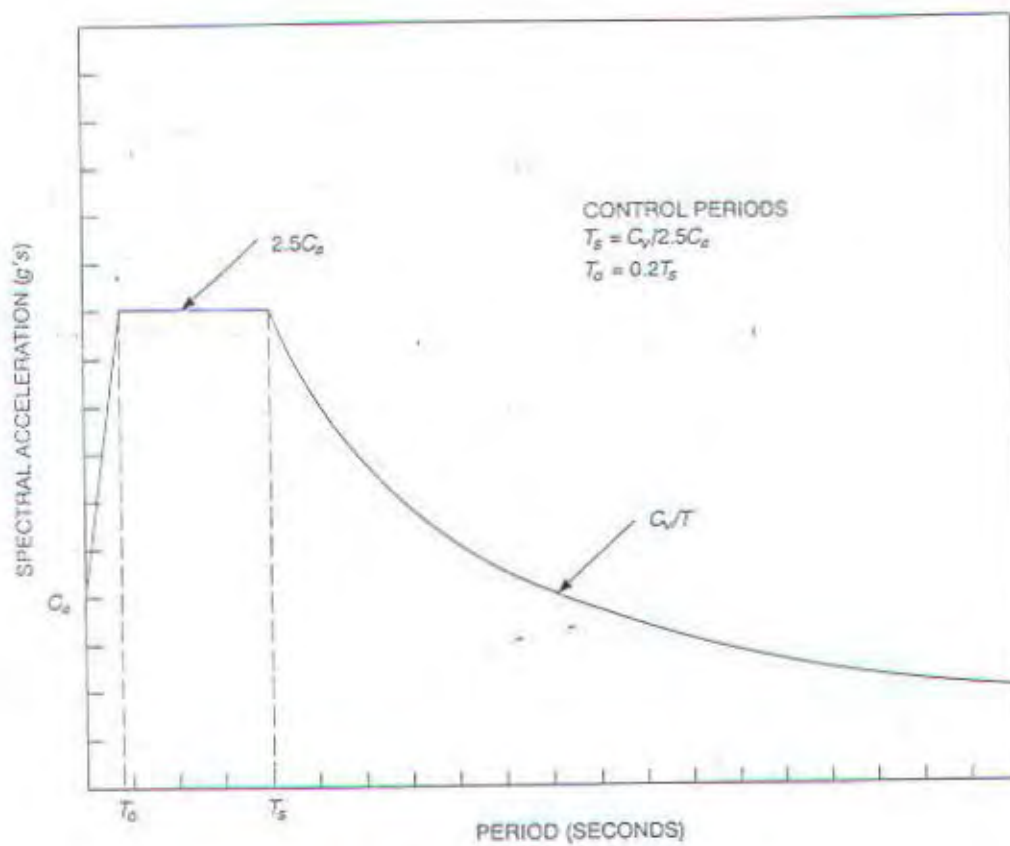


FIGURE 16-3—DESIGN RESPONSE SPECTRA



**TUGAS AKHIR**  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

**GAMBAR**

MAKALAH TUGAS AKHIR

**PERANCANGAN SISTEM STRUKTUR DUAL SISTEM  
DAN IMRF (INTERMEDIATE MOMENT RESISTING FRAME)  
DENGAN SHEARWALL  
( Sesuai Uniform Building Code 1997 )**



NAMA MAHASISWA : M. ZIKRA

NRP : 3195100013

DOSEN PEMBIMBING :

IR. UDMAN HANIFAH, Dipl ,HE

IR. FAIMUN

**JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER  
SURABAYA  
JANUARI 2001**



## MAKALAH TUGAS AKHIR

### PERANCANGAN SISTEM STRUKTUR DUAL SISTEM DAN IMRF DENGAN SHEARWALL

OLEH :  
MUHAMAD ZIKRO  
3195 100 013

DOSEN PEMBIMBING :  
IR.UDMAN HANIFAH,Dipl,HE  
IR.FAIMUN

#### ABSTRAK

Dalam penulisan Tugas Akhir Perancangan Struktur Dual Sistem dan IMRF dengan Shearwall ini penulis berusaha memberikan contoh perhitungan perancangan struktur sesuai dengan peraturan atau code yang dipakai yaitu Uniform Building Code 1997 ( UBC 1997 ). Dimana contoh perancangan sesuai peraturan UBC 97 ini nantinya dapat digunakan sebagai contoh untuk diterapkan pada peraturan tahan gempa untuk struktur rumah dan gedung di Indonesia khususnya mengenai penentuan pengaruh gempa pada struktur gedung tinggi. Pembahasan perancangan struktur Dual Sistem dan IMRF dengan shearwall dilakukan pada gedung fiktif yang dijadikan contoh struktur dalam perancangan ini.

Struktur Dual Sistem adalah suatu struktur yang terdiri dari portal terbuka dan sistem penahan lateral yang berupa shearwall atau braced frame yang bersama-sama menahan beban gravitasi dan beban lateral. Kedua sistem ini berinteraksi berdasarkan deformasi kompatibilitas keduanya dan syarat yang harus dipenuhi dalam sistem Dual Sistem adalah struktur portal terbuka harus menerima tidak boleh kurang 25% dari Gaya Geser Dasar struktur. Untuk struktur yang dirancang dengan Intermediate Momen Resisting Frame maka perancangan struktur portal terbuka atau sistem penahan lateral yaitu shearwall pada daerah gempa menengah tidak membutuhkan spesial detailing untuk penulangannya.

#### 1. PENDAHULUAN

Gempa bumi merupakan fenomena alam yang kejadiannya sulit diprediksi walaupun dengan teknologi yang mutakhir sekalipun, oleh karena itu persiapan dini menghadapi bencana gempa bumi tersebut perlu dilakukan agar tidak menjadikan malapetaka bagi kehidupan.

Dari hasil berbagai penelitian mengenai gempa bumi maka di Amerika Serikat dibuat suatu peraturan untuk merancang gedung yang tahan terhadap pengaruh gempa yaitu UBC 1997 ( Uniform Building Code). UBC 1997 bukan merupakan peraturan pertama tetapi sebelumnya sudah ada UBC 1991 yang diperbarui dengan UBC 1994. Sehingga UBC 1997 merupakan penyempurnaan dari metode desain yang ada di UBC tahun sebelumnya.

Mengingat perkembangan peraturan struktur tahan gempa yang terus berkembang maka dalam Tugas Akhir ini akan dilakukan perancangan struktur yang didasarkan pada peraturan UBC 97. Contoh perancangan struktur dalam Tugas Akhir ini akan dijadikan contoh penerapan peraturan UBC '97 dalam struktur bangunan tahan gempa. Yang selanjutnya akan didokumentasikan sebagai acuan untuk peraturan struktur tahan gempa di Indonesia.

Dalam tugas akhir ini akan diadakan perancangan system struktur Dual System dengan IMRF dan Shear wall sesuai dengan ketentuan dalam peraturan UBC '97, karena dalam UBC 1997 terdapat berbagai ketentuan baru yang belum ada dalam standar peraturan struktur gedung tahan gempa sebelumnya

sehingga contoh perancangan yang dibahas dapat membantu memperjelas apa yang dimaksud dengan perancangan struktur Dual Sistem dan IMRF dengan Shearwall.

Struktur gedung tinggi yang dirancang dalam Tugas Akhir ini adalah struktur gedung fiktif dengan fungsi sebagai gedung perkantoran berlantai 10 dengan ketinggian per lantai 3,5 m. Struktur gedung ini terdiri dari portal terbuka ( open space frame ) dan dinding geser (shearwall) yang membentuk ruang lift dibagian sisi samping denah Dan pondasi untuk struktur gedung ini khususnya pondasi pada shearwall dianggap terjepit kaku tanpa deformasi, karena perancangan struktur ini difokuskan pada analisa struktur atasnya saja.

#### 2. CRETERIA SELECTION

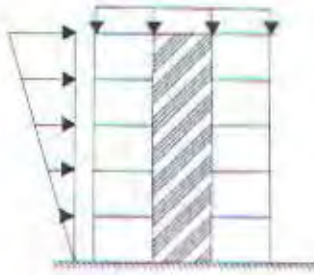
Creteria selection dari gedung yang dirancang adalah :

- Occupancy Categories ( Faktor Keutamaan Bangunan )  $I = 1$  ( Tabel 16 - K )
- Soil Profile Type  $S_D$  ( Tabel 16 - J )
- Seismic Zone 2B ( Tabel 16 - I )
- Seismic Response Coefficient  
 $C_a = 0,4$  ( Tabel 16 - Q )  
 $C_v = 0,4$  ( Tabel 16 - R )  
 $N_a = 1$  ( Tabel 16 - Q )

#### 3. SISTEM STRUKTUR

Perancangan Struktur Tugas akhir ini mengambil sistem struktur Dual Sistem dan IMRF dengan shearwall .





Dual Sistem

Adapun pengertian Dual sistem menurut pasal 1629.6.5 yaitu

1. Komponen rangka terbuka digunakan untuk menerima beban lateral dan beban gravitasi
2. Penahan gaya lateral ditahan oleh shearwall dan momen resisting frame (portal

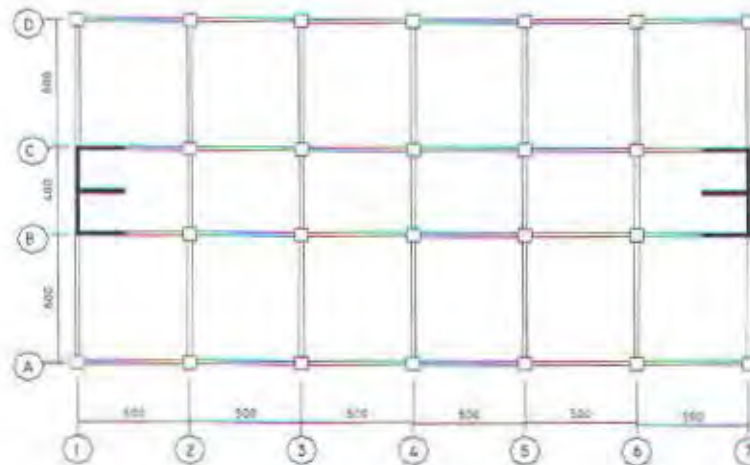
terbuka ). Dimana portal terbuka harus didesain tersendiri dengan gaya 25% dari gaya geser dasar total.

3. Kedua sistem dalam menahan gaya lateral berdasarkan deformasi kompatibilitas dari kekakuan masing-masing sistem struktur.

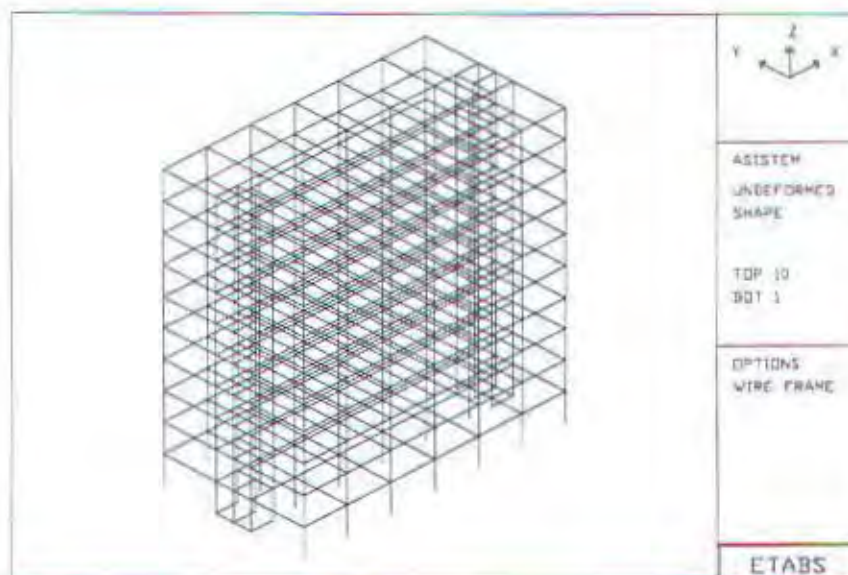
**Pengertian Intermediate Moment Resisting Frame** adalah suatu struktur portal terbuka yang didesain sesuai dengan pasal 1921.8 sebagai tambahan dari pasal 1901 sampai 1918.

#### 4. MODELING STRUKTUR

Dalam analisa struktur dimodelkan sebagai struktur 3 Dimensi dengan denah lantai tipikal( lihat gambar 1 ), berikut sistem strukturnya.



Gambar 1 Balok Tipikal



Gambar 2 , Analisa Struktur 3 Dimensi dengan Program Bantu ETABS

## 5. SELECTION OF LATERAL FORCE PROCEDURE

Dalam analisa struktur terdapat 3 cara pemilihan prosedur gaya lateral

1. Simplified Static
  - Tinggi struktur < 3 stories
  - Untuk Occupancy 4 + 5
2. Static
  - Zone 1 untuk Semua struktur
  - Zone 2 untuk Occupancy 4+5
  - Regular Struktur < 75 m
  - Irregular Struktur < 5 stories (19 m)
3. Dinamic
  - Tinggi struktur > 73 m
  - Irregular struktur
  - Tinggi struktur > 5 stories (19 m) pd zone 3 & 4
  - Jenis tanah  $S_F$  dengan  $T > 0,7$  sec

## 6. MINIMUM DESIGN LATERAL FORCE & REALTED EFFECT

### a. Beban Gempa

Kombinasi beban gempa yang digunakan dalam analisa adalah :

1.  $1,4D + 1,7L$
2.  $0,75(1,4D + 1,7L + 1,7W)$
3.  $0,9D + 1,3W$
4.  $1,1(1,2D + f_1L + f_2S + 1E)$
5.  $1,1(0,9D + 1,0E)$
6.  $1,2D + f_1L + 1,0Em$
7.  $0,9D + 1,0Em$

dimana beban gempa  $E = \rho E_h + E_v$

$$E_m = \Omega_o E_h$$

$\rho$  = reliability / redundancy factor

$$\rho = 2 - \frac{20}{r_{max} \sqrt{A_s}}$$

$$1,0 < \rho < 1,5$$

untuk Dual Sistem  $\rho < 1,25$

Struktur di Zone 0,1 dan 2  $\rho = 1$

### b. Pengaruh P-Delta

Pengaruh P-Delta dapat diabaikan ketika ratio dari secondary moment terhadap primary moment tidak lebih dari 0,10

### c. Static Force Procedur

Gaya geser dasar gempa ( $V_s$ ) dihitung dengan pers 30.4 sampai 30.7

$$\frac{2,5 \times C_{av} I_x W}{R} \geq V = \frac{C_v I_x W}{R T} \geq \frac{V = 0,11 C_a I W}{R} \geq \frac{0,8 Z N_v I W}{R}$$

### Struktur Periode

Metode A dalam menghitung periode :

$$T = C_t (h_n)^{3/4}$$

Metode B dalam menghitung periode

menggunakan persamaan Rayleigh yaitu :

$$T_B = 2\pi \sqrt{\sum w_i \delta_i + g \sum f_i \delta_i}$$

Syarat :  $T_A / T_B < 1,3$  untuk zone 4

< 1,4 untuk zone 1,2, dan 3

## d. Determination Seismic Factor

Untuk menentukan nilai  $R$  dan  $\Omega_o$  dapat dilihat pada Tabel 16 - N sesuai dengan sistim struktur yang dipilih

## 7. COMBINATION OF STRUKTURAL SYSTEM

Vertikal combination :

- Gunakan  $R$  min
- Atau 2 tahap  
Yaitu bagian atas dengan  $R$  dan  $\rho$   
bagian bawah dengan  $R$  dan  $\rho$   
reaksi bag bawah  $\times (R/\rho)_{atas} / (R/\rho)_{bawah}$

Horizontal combination

- Combination dual sistim  $H > 48$  m

### Combination along different axes

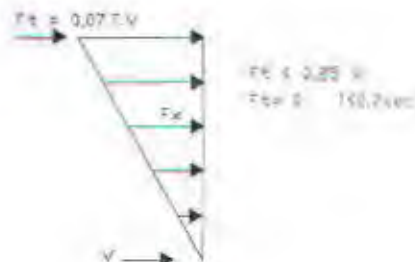
- Bearing Wall Sistem,  $R$ min pada dua arah
- Kombinasi Bearing Wall Sistem, Building Frame Sistem, Dual Sistem, Momen Resisting Frame,  $H < 48$  m
- Kombinasi Dual Sistem & Spesial Momen Resisting Frame,  $H > 48$  m, zone 3&4

### Combination along the same axes

- $R$ min kecuali Dual Sistem & Shearwall Frame Interactive Sistem in zone 0 & 1

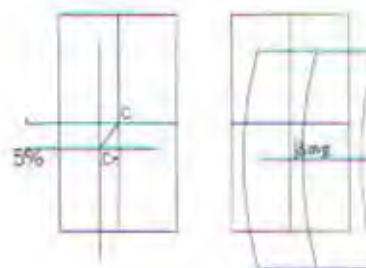
### Vertikal Distribution of Force

$$V = F_i + \sum_{i=1}^n F_i$$



### Horizontal Distribution of Shear

- Element shear propotion to I
- Rigid Floor, 5% shift of mass



Rigid Floor  
 $\delta_{max} > 2 \times \delta_{avg}$   
Penyimpangan > 2 x Rata-rata



**Horizontal Torsional Moment**

- Shear Increased when Floor not Rigid
- Torsional moment with Acc Torsion ( 5% b)
- Irregular Building

$$T = T_A \cdot A_x$$

$$A_x = \left( \frac{\delta_{\max}}{1,2\delta_{\text{avg}}} \right)^2 < 3$$

**Drift Limitation**

- Max Inelastic Displacement  
 $\Delta M = 0,7 R \Delta S$
- Story Drift Limitation  
 $\Delta M < 0,025 h_n, T < 0,7 \text{ det}$   
 $< 0,02 h_n, T > 0,7 \text{ det}$

**8. ANALISA STRUKTUR**

Gaya geser gempa ( V ) dihitung untuk dua arah sumbu x dan y dengan menggunakan prosedur gaya statik ( 1630.2 )

**Berat Total Struktur ( Wt )**

level	hi m	pelat+dinding KG	kolom KG	balok KG	shearwall KG	wi KG	wi x hi KGm
atap	35.0	211200		71748		282948	9903180
lantai 9	31.5	258720	80136	71748	57960	468564	14759766
lantai 8	28.0	258720	80136	71748	57960	468564	13119792
lantai 7	24.5	258720	80136	71748	57960	468564	11479818
lantai 6	21.0	258720	80136	71748	57960	468564	9839844
lantai 5	17.5	258720	80136	71748	57960	468564	8199870
lantai 4	14.0	258720	80136	71748	57960	468564	6559896
lantai 3	10.5	258720	80136	71748	57960	468564	4919922
lantai 2	7.0	258720	80136	71748	57960	468564	3279948
lantai 1	3.5	258720	80136	71748	57960	468564	1639974
						4500024	83702010

**Metode A** pada pasal 1630.2.2 digunakan dalam menghitung periode ( T ) pada masing-masing arah.

Tinggi gedung ( hn ) = 35 m = 116,6 ft

Numerical coefisien Ct = 0,02

$$T = C_t (h_n)^{3/4}$$

$$= 0,02 (116,6)^{3/4} = 0,71 \text{ dt}$$

**Metode B** dalam menghitung periode ( T ) menggunakan persamaan Rayleigh yaitu :

$$T_B = 2\pi \sqrt{\sum w_i \delta_i + g \sum f_i \delta_i}$$

$$T_B = 1,04 > T_A = 1,4 \times 0,71 = 0,98$$

maka periode yang dipakai  $T_B = 1,04$

**Gaya geser dasar nominal ( V )**

Gaya geser total pada sumbu x dan y ditentukan dari persamaan (30.4) menggunakan  $T = 1,04$  dt

$$V = \frac{C_v \cdot I \cdot W}{R \cdot T}$$

$$V = \frac{0,4 \cdot 1 \cdot 4500024}{6,5 \cdot 1,04} = 395606 \text{ kg}$$

dimana tidak boleh lebih dari :

$$V = \frac{2,5 \cdot C_a \cdot I \cdot W}{R}$$

$$V = \frac{2,5 \cdot 0,4 \cdot 1 \cdot 4500024}{6,5} = 1042268 \text{ kg}$$

dan tidak kurang dari :

$$V = 0,11 \cdot C_a \cdot I \cdot W = 298088,86 \text{ kg}$$

$$V = \frac{0,8 \cdot Z \cdot N_v \cdot I \cdot W}{R} = \frac{0,8 \cdot 0,4 \cdot 1 \cdot 1.7038591}{6,5} = 333526 \text{ kg}$$

**Distribusi gaya geser V**

Gaya geser dasar total ( V ) didistribusikan sepanjang tinggi gedung sesuai persamaan ( 30-13 ), ( 30-14 ) dan ( 30-15 ). Gaya lateral ( Fx ) pada masing-masing lantai dan geser story ( Vx ) terdapat pada tabel

$$F_x = \frac{(V - F_t) \cdot x W_i \cdot x h_i}{\sum w_i h_i}$$



Tabel 1 Distribusi Gaya Geser

level	hi m	wi kg	wi x hi Kg m	Fx Kg m	Geser story, Vx Kg m
atap	35.0	282948	9903180	63897.48	63897.48
lantai 9	31.5	468564	14759766	66341.70	130239.19
lantai 8	28.0	468564	13119792	58970.40	189209.59
lantai 7	24.5	468564	11479818	51599.10	240808.69
lantai 6	21.0	468564	9839844	44227.80	285036.49
lantai 5	17.5	468564	8199870	36856.50	321893.00
lantai 4	14.0	468564	6559896	29485.20	351378.20
lantai 3	10.5	468564	4919922	22113.90	373492.10
lantai 2	7.0	468564	3279948	14742.60	388234.70
lantai 1	3.5	468564	1639974	7371.30	395606.00
		4500024	83702010	395606.00	

Perlu dicatat pada bagian atas gedung ditambah gaya sebesar  $F_t = 0,07 \cdot T \cdot V$ . Gaya ini harus ditambahkan pada  $F_n$  untuk gaya pada tingkat atap.

$$F_t = 0,07 \cdot T \cdot V$$

$$= 0,07 \cdot 0,71 \cdot 395606 = 19835 \text{ kg}$$

### 8.1 ANALISA GAYA VERTIKAL TOTAL = BERAT TOTAL STRUKTUR

Untuk mengecek analisa struktur kita, maka dapat dilihat dari gaya vertikal total yang didapat dari analisa struktur dibandingkan dengan berat total struktur yang kita masukkan

- Gaya vertikal total = 5 036 667 kg
- Berat total struktur ( D+L ) = 4 499 024 kg

$$= \frac{5036667 - 4990024}{5036667} \times 100 \%$$

$$= 0,9 \% < 10 \% \dots\dots\dots \text{OK}$$

### 8.2 ANALISA DINAMIC RESPONSE SPECTRUM

#### a. Number of Modes

Number of Modes harus 90% dari Mass Partisipation faktor struktur yang termasuk dalam perhitungan analisa mensuperposisi respon.

Tabel 2 Faktor Massa Efektif

No Ragam	Translasi arah sb x Xmass (%)	Translasi arah sb y Ymass (%)	Translasi arah sb z Zmass (%)
1	63.3	0.7	0.1
2	70.1	68.4	0.2
3	70.2	68.5	68.1
4	86.2	68.5	68.1
5	86.2	88.1	68.1
6	86.2	88.1	88.4
7	92.6	88.1	88.4
8	92.6	94.2	88.4
9	92.6	94.2	94.6

#### b. Reduction of Elastic Response Parameter

Dari analisa terdapat gaya gempa nominal yang terdapat pada analisa CQC adalah  $V_x$  dan  $V_y$  kurang dari 90%  $V_s$  maka perlu adanya faktor skala pembesaran

Gempa arah x

$$V_{Dx} = 1093,54 \text{ kN}$$

faktor skala beban gempa :

$$n_x = \frac{0,9 V_{sx}}{V_{Dx}} = 3,8$$

Gempa arah y

$$V_{Dy} = 1134,68 \text{ kN}$$

faktor skala beban gempa :

$$n_y = \frac{0,9 V_{sy}}{V_{Dy}} = 3,6$$

#### c. Directional effectc

Mengingat pengaruh arah kerja gempa nominal yang paling kritis sudah diketahui maka penerapan kaidah arah 100 % X + 30 % Y ( pengaruh orthogonal ) tidak diperlukan lagi. Kaidah ini hanya diterapkan bila sistem struktur memiliki arah sistem yang tidak beraturan sehingga arah gempa sulit diketahui.

#### d. Torsion

Untuk pengaruh torsi diberi tambahan torsi dengan memindahkan titik pusat massa struktur sejauh 5% dari titik pusat dimensi gedung dengan arah tegak lurus dengan datangnya gaya

#### e. Analisa Dual Sistem

Dari hasil analisa ragam spektrum dapat dilihat berapa besar gaya geser dasar yang dipikul oleh seluruh portal terbuka dan oleh seluruh dinding geser akibat pengaruh gempa nominal yang bekerja dalam arah masing-masing sumbu koordinat. Hasilnya adalah sebagai berikut :



Tabel 3 Pembagian Gaya Geser pada Portal terbuka dan Shearwall (SW) arah x

Tingkat	gaya geser total / lantai	gaya geser Portal terbuka	gaya geser shearwall	prosentase yg diterima portal	Faktor koreksi
10	63897.48	35684.48	28213.0	55.85 %	1
9	130239.19	62871.19	67368.0	48.27 %	1
8	189209.59	73611.59	115598.0	38.90 %	1
7	240808.69	74302.69	166506.0	30.86 %	1
6	285036.49	74866.49	210150.0	26.27 %	1
5	321893.00	72823.00	249070.0	22.62 %	1,35
4	351378.20	67832.20	283546.0	19.30 %	1,45
3	373492.10	61277.10	312215.0	16.41 %	1,61
2	388234.70	45390.70	342844.0	11.69 %	2,1
1	395606.00	58867.00	336739.0	14.88 %	1,68

Tabel 4 Pembagian Gaya Geser pada Portal terbuka dan Shearwall (SW) arah y

Tingkat	gaya geser total / lantai	gaya geser kolom	gaya geser shearwall	prosentase yg diterima portal	Faktor koreksi
10	63897.48	63897.48	0.0	100.00 %	1
9	130239.19	99691.19	30548.0	76.54 %	1
8	189209.59	123173.59	66036.0	65.10 %	1
7	240808.69	129354.69	111454.0	53.72 %	1
6	285036.49	135854.49	149182.0	47.66 %	1
5	321893.00	136421.00	185472.0	42.38 %	1
4	351378.20	130557.20	220821.0	37.16 %	1
3	373492.10	116181.10	257311.0	31.11 %	1
2	388234.70	91987.70	296247.0	23.69 %	1,07
1	395606.00	53524.00	342082.0	13.53 %	1,84

Dalam konsep Dual Sistem ada ketentuan bahwa dalam suatu sistem struktur yang terdiri dari campuran antara portal terbuka dan dinding geser ( shearwall ), beban geser dasar yang dipikul oleh portal terbuka tidak boleh kurang dari 25% dari gaya geser dasar total yang bekerja pada arah gaya tersebut. Maka untuk memenuhi syarat ini akan ada koreksi pemikulan gaya geser terhadap gaya dalam yang bekerja didalam portal terbuka, sebagai berikut :( sebagai contoh diambil untuk level tingkat 1 )

- Untuk pengaruh gempa arah x  
Faktor koreksi Portal terbuka  
$$= \frac{0,25 \times 395606}{58867} = 1,05$$
- Untuk pengaruh gempa arah y  
Faktor koreksi Portal terbuka  
$$= \frac{0,25 \times 395606}{53524} = 1,46$$

Dengan demikian semua gaya yang bekerja didalam unsur-unsur portal terbuka ( balok, kolom) dari hasil analisa struktur harus dikalikan faktor koreksi diatas sebelum digunakan dalam perancangan struktur.



### 8.3 ANALISA PENGARUH P-DELTA

Pengaruh P-Delta dapat diabaikan ketika ratio dari secondary moment terhadap primary moment tidak lebih dari 0,10

Tabel 5 Analisa Pengaruh P-Delta

Story	Beban	Drift	Story Shear	Story Height	$\frac{\sum w_i \cdot \Delta S}{V_x \cdot h_i}$
	$w_i$ (kg)	$\Delta S$ (m)	$V_x$ (kg m)	$h_i$ (m)	
10	282948	0,0061	63897,48	3,5	0,0077
9	751512	0,0066	130239,19	3,5	0,0109
8	1220076	0,0068	189209,59	3,5	0,0125
7	1688640	0,0072	240808,69	3,5	0,0144
6	2157204	0,0073	285036,49	3,5	0,0158
5	2625768	0,0072	321893,00	3,5	0,0168
4	3094332	0,0067	351378,20	3,5	0,0169
3	3562896	0,0057	373492,10	3,5	0,0155
2	4031460	0,0042	388234,70	3,5	0,0125
1	4500024	0,0018	395606,00	3,5	0,0059

### 8.4 ANALISA STORY DRIFT

Batasan max driftnya untuk tinggi 3,5 m adalah  $0,02 \times 3,5 = 0,07$  m ( 7,00 cm ). Dari data tabel dapat dilihat nilai drift kurang dari nilai yang

disyaratkan berarti memenuhi persamaan 1630.10.2.

Tabel 6 Simpangan lateral dan drift akibat gaya gempa

STORY	Arah X				Arah Y			
	$\Delta S$	DRIFT	$\Delta M$	DRIFT	$\Delta S$	DRIFT	$\Delta M$	DRIFT
	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm
10	5,96	0,61	27,12	2,78	5,25	0,61	23,89	2,78
9	5,35	0,66	24,34	3,00	4,64	0,65	21,11	2,96
8	4,69	0,68	21,34	3,09	3,99	0,65	18,15	2,96
7	4,01	0,72	18,25	3,28	3,34	0,65	15,20	2,96
6	3,29	0,73	14,97	3,32	2,69	0,63	12,24	2,87
5	2,56	0,72	11,65	3,28	2,06	0,6	9,37	2,73
4	1,84	0,67	8,37	3,05	1,46	0,53	6,64	2,41
3	1,17	0,57	5,32	2,59	0,93	0,43	4,23	1,96
2	0,6	0,42	2,73	1,91	0,5	0,34	2,28	1,55
1	0,18	0,18	0,82	0,82	0,16	0,16	0,73	0,73

### 9. COLECTOR ELEMENT

Kolektor elemen adalah komponen struktur yang berfungsi untuk menyalurkan gaya lateral terhadap komponen vertikal dari sistem penahan gaya lateral ( shearwall ) Didesain dengan gaya :

$$F_{px} = \frac{F_t + \sum F_i}{\sum w_i} \times W_{pt}$$

atau dengan beban spesial yaitu :

- 1,2D + fiL + 1,0Em
- 0,9D + 1,0Em
- fi = 1,0 untuk L > 4,75 kg/m2
- fi = 0,5 other value

### 10. DIAPRAGMA

Untuk lantai, atap didesain dengan gaya :

$$F_{px} = \frac{F_t + \sum F_i}{\sum w_i} \times W_{pt}$$

$$0,5 \text{ Ca } I W_{px} < F_{px} < 1,0 \text{ Ca } I W_{px}$$

### 11. BALOK

Penulangan lentur

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y}$$

$$\rho_{max} = 0,75 \rho_b$$

$$R_n = \frac{M_u \cdot b}{\phi \cdot b \cdot d^2}$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d$$

$$M_n = A_s \cdot f_y \cdot x \cdot (d - d') > M_u, b$$

**Gaya geser balok**

$$V_u = \frac{M_n' + M_n''}{l_n} + \frac{w \cdot l_n}{2}$$

**Penulangan geser balok**

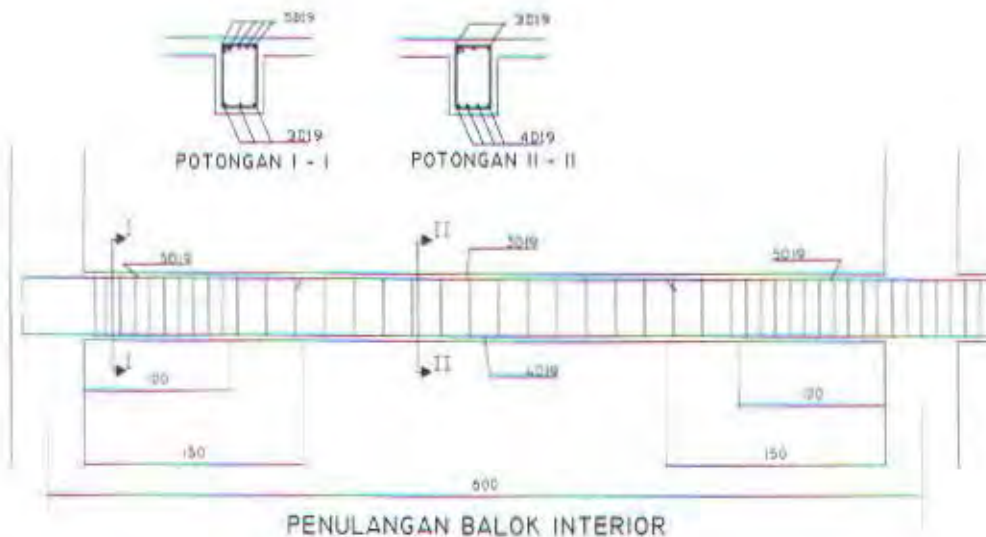
Pada sendi plastis  $V_c = 0$

Luar sendi plastis  $V_c = 1/6 \sqrt{f_c'} b w \cdot d$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

$$S = \frac{A_v \cdot b \cdot d}{V_s}$$

$$\phi (V_c + V_s \text{ pasang}) > V_u$$



Gambar 3 Penulangan Balok

**12. KOLOM**

Momen rencana kolom

$$P_u = 368,28 \text{ kN}$$

$$M_u = 158,54 \text{ kNm}$$

Penulangan kolom akibat  $M_u$  dan  $P_u$

$$k_x = \frac{P_u}{A_g}$$

$$k_y = \frac{M_u}{A_g \cdot h}$$

dengan diagram interaksi kolom didapat nilai  $\rho$

$$A_s = \rho \cdot A_g$$

Gaya geser kolom

$$V_u = 2 \times \frac{M_n / 2}{l_n}$$

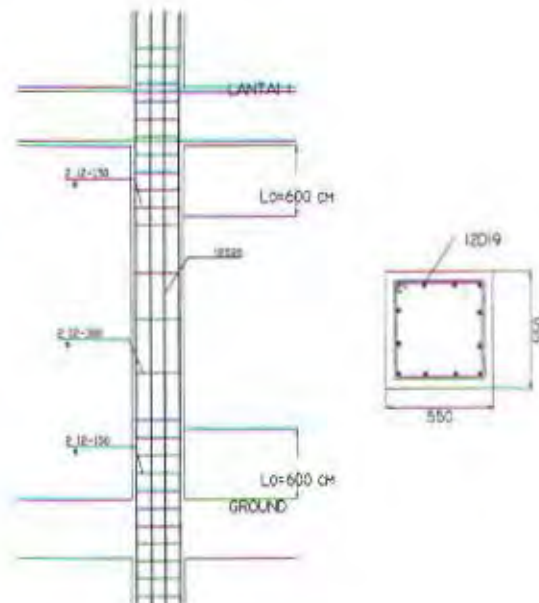
Penulangan gaya geser kolom

$$V_c = \left( 1 + \frac{P_u}{14 \cdot A_g} \right) \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} b w \cdot d$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

$$s = \frac{A_s \cdot f_y \cdot d}{V_s}$$

$$\phi (V_c + V_s) > V_u$$



Gambar 4 Penulangan Kolom



## 13. SHEARWALL DESAIN

- Tebal min shearwall  $1/25$   $l_w$  atau  $h_w$
- Penulangan
  - $\rho_v > 0,0025$  untuk 2 arah sumbu
  - spasi tul  $\leq 40$  mm
  - $\leq 3 \times$  tebal dinding
  - bila  $b_w \geq 200$  mm atau  $V_u > 0,166 \cdot A_{cv} \cdot \sqrt{f_c'}$  - dipakai tul rangkap.
  - bila  $V_u > 0,2 f_c'$  - perlu tul transversal khusus
- Kuat geser rencana pd dasar SW  
Kuat geser nominal tidak perlu lebih dari
 
$$V_n = A_{cv} \left( \frac{\sqrt{f_c'}}{b} + \rho_s f_y \right)$$
- Penulangan akibat  $P_u$  dan  $M_u$
- Lebar efektif shearwall
  - $1/2 L$
  - $0,15 h_w$  - compression
  - $0,3 h_w$  - tension
- $P_u > 0,35 P_o$  - tidak bisa dipakai sebagai LRFS

- Tak perlu detailing (Bondary Zone) jika :

1.  $P_u \leq 0,1 P_o$  untuk shearwall simetris  
 $\leq 0,05 P_o$  untuk shearwall unsimetris
2.  $M_u/V_u \times l_w \leq 1$
3.  $V_u \leq 0,25 A_{cv} \cdot \sqrt{f_c'}$

-  $P_u < 0,35 P_o$  maka perlu Boundary Zone

- Jarak  $(0,5P_o + 0,075)l_w$

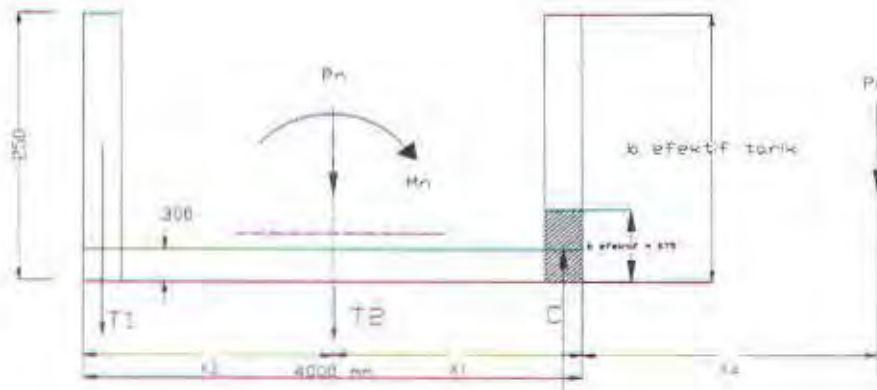
• Desain pd  $0,003 < \epsilon < \epsilon_{max} = 0,0015$

- Curvature Demand

$$\phi I = \frac{\Delta i}{(h_w - l_p / 2) l_p} + \phi y$$

Penulangan akibat  $P_u$  dan  $M_u$

Untuk penulangan dipakai prosedur yang terdapat dalam buku "*Buku Seismic Design of Reinforcement Concrete and Masonry Building*" (T.Paulay and Priestley, 1992).



- a. Anggap  $M_a = e_a \cdot P_a$ , bekerja di 1 dipikul  $T_3$

$$T_3 = \frac{X_a \cdot P_a - X_1 T_2}{X_1 + X_2}$$

$$A_{s3} = \frac{T_3}{f_y}$$

- b. Dengan cara sama  $M_b = e_b \cdot P_b$  dipusat 3 dipikul (beban gempa berbalik)

$$T_1 = \frac{X_b \cdot P_b - X_1 T_2}{X_1 + X_2}$$

$$A_{s1} = \frac{T_1}{f_y}$$

- c. Kontrol taksiran-taksiran yang dilakukan, min  $P_a$  sebagai patokan  
 $C1 = P_a + T2 + T3$   
Dengan adanya  $A_{s1}$  sebagai tulangan tekan, "a" blok tekan dapat dihitung
- d. Kontrol ductility dan kebutuhan confinement

Penulangan akibat  $V_u$

Gaya geser tak boleh menentukan keruntuhan shearwall dan perlu dijamin sendi plastis terjadi akibat kekuatan lentur.

$$V_u = 2665 \text{ kN}$$

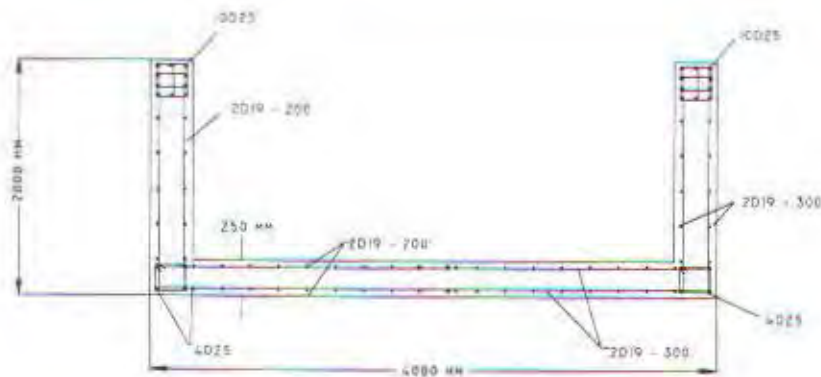
$$V_n = \frac{V_u}{0,65}$$

$$P_d \text{ sendi plastis } V_c = 0$$

$$v = \frac{V_n}{b_w \cdot l_w}$$

$$A_{sh} = \frac{v \cdot b_w \cdot s}{f_y}$$





Gambar 5 Penulangan Shearwall

#### 14. ANALISA PONDASI

Analisa pondasi didesain dengan konsep Capacity Design concept. Dimana pondasi diharapkan tetap elastis selama gempa berlangsung sehingga perlu didesain dengan beban gempa berfaktor dengan kombinasi beban spesial.

Untuk keperluan desain ini maka desain gaya gempa nominal ( $V_u$ ) didesain dengan overstrength faktor ( $\Omega_o = 2,8$ ).

- Desain Tiang Pancang Akibat gaya Horizontal

$$H_u = V_{u \text{ kol}} \times \Omega_o$$

$$\Omega_o = 2,8$$

$M_u$  TP dicari menggunakan Grafik atau dengan cara Buku Pedoman 1983

$$\text{batasan tulangan TP } \rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y}$$

akibat  $H_u$  dan  $V_u$  ditulangi dengan capacity design

- Gaya Aksial Pada Tiang Pancang

Kombinasi beban :  $1,0D + 1,0L$

$$1,2D + f_i L + 1,0E_m$$

$$0,9D + 1,0E_m$$

- Desain Poer

$$M_{u \text{ poer}} = \sum P_i \times e$$

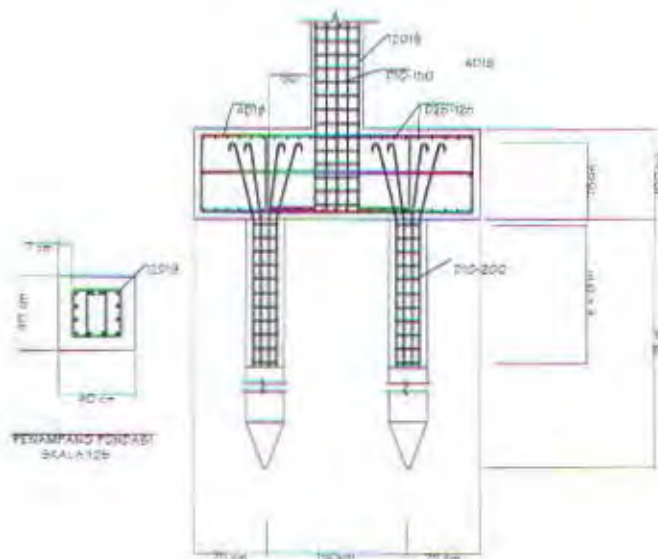
$e$  = jarak TP ke muka kolom

Detailing :

Tulangan atas & bawah , min ;  $1,4/f_y$

- Desain Sloof

$$V_u = 10\% \times P_u \text{ kolom max}$$



Gambar 6. Penulangan Poer Pondasi

DAFTAR PUSTAKA

- ICBO, 1997, "**Uniform Building Code 1997**", International Building Official, Whittier, California.
- Paulay, T & M.J.N Priestley, 1992, "**Seismic Design of Reinforcement Concrete and Mansory Building**", John Willy & Sons, Inc, USA
- Fanella, David A and Javeed A Munshi, **Design of Concrete Building for Earthquake and Wind Force**, 1998
- Ghosh, SK and August W Dowel.Jr, **Design of Concrete Building for Earthquake and Wind Force**, 1994
- Smith, B.S and Alex Coull, 1991, "**Tall Building Structures : Analysis and Design**", John Willy & Sons, Inc. , USA.
- Wansadinata.W., 1999, "**Capacity Design, A Concept to Ensure Seismic Resistance of Building Structure**", Konferensi Nasional Rekayasa Kegempaan, Bandung.
- Firmansyah.J., 1999, "**Development of Seismic Hazard Map for Indonesia**", KNRK, Bandung.
- Firmansyah.J., 1999, "**Usulan Struktural Reduction factor R dan Structural Overstrength  $\Omega_o$  untuk SNI-1726-1998**", KNRK, Bandung.
- Wansadinata.W, 1999, "**Struktur Graha Niaga II direncanakan dengan Konsep SNI-1726**", Seminar Nasional Teknik Sipil 1998 , Fakultas Teknik Sipil Unpad.
- PCACOL, **Strength Design of Reinforced Concrete Column Section**, PCA, Skokie, Illionis, 1994
- ETABS, **Extended Three Dimensional Analysis of Building System**, Computer and Structure Inc, Barkeley, California, 1989.